



TITLE:

海岸・港湾護岸の機能設計法に関する研究(Dissertation_全文)

AUTHOR(S):

殿最, 浩司

CITATION:

殿最, 浩司. 海岸・港湾護岸の機能設計法に関する研究. 京都大学, 2004, 博士(工学)

ISSUE DATE:

2004-01-23

URL:

<https://doi.org/10.14989/doctor.k10537>

RIGHT:

海岸・港湾護岸の機能設計法に関する研究

2003 年 11 月

殿 最 浩 司

海岸・港湾護岸の機能設計法に関する研究

2003 年 11 月

殿 最 浩 司

＜目 次＞

第 1 章 緒論	1
第 2 章 現行の海岸・港湾護岸の機能設計法とその問題点	4
2.1 現行の護岸の機能設計法	4
2.1.1 護岸天端高等の決定法	4
2.1.2 越波流量の算定方法	5
2.1.3 許容越波流量の設定方法	6
2.2 現行設計法の問題点と既往研究の整理	8
2.2.1 短時間越波量	8
2.2.2 大水深・高波浪下の越波排水対策	9
2.2.3 波の方向分散性の影響	9
2.2.4 越波流量の推定誤差	10
参考文献	12
第 3 章 短時間越波量を考慮した越波排水路の排水能力の評価法	14
3.1 緒言	14
3.2 水理模型実験の方法および実験条件	16
3.2.1 実験装置	16
3.2.2 実験方法	17
3.2.3 実験条件	20
3.3 規則波実験の結果および考察	21
3.3.1 入射波高および護岸前面の計測結果および考察	21
3.3.2 越波流量の計測結果および考察	24
3.3.3 越波排水路内における水位変動の計測結果および考察	27
3.4 不規則波実験の結果および考察	30
3.4.1 入射波高および護岸前面波高の計測結果および考察	30
3.4.2 越波流量の計測結果および考察	33
3.4.3 越波排水路内の水位の計測結果および考察	39
3.5 越波排水路内の水位の計算法と計算条件	44
3.5.1 計算手法および計算方法	44
3.5.2 計算条件	47
3.6 計算結果および実験結果との比較	50
3.6.1 規則波実験に対応した計算結果および実験結果との比較	50
3.6.2 不規則波実験に対応した計算結果および実験結果との比較	59

3.7 結語	68
参考文献	69

第4章 上部スリット式護岸の開発と越波排水路の実設計	70
4.1 緒言	70
4.2 断面実験	72
4.2.1 実験方法および実験条件	72
4.2.2 実験結果および考察	73
4.3 平面実験	76
4.3.1 実験方法および実験条件	76
4.3.2 実験結果および考察	77
4.4 越波流量の変化モデルの検討	79
4.4.1 波連の連長理論を用いた越波流量の変化モデルの考案	79
4.4.2 計算に用いる越波流量の変化モデルの検討	81
4.5 越波排水路の排水計算	83
4.5.1 計算方法および計算条件	83
4.5.2 計算結果および考察	84
4.6 結語	87
参考文献	88

第5章 越波排水路内の水位に及ぼす波の方向分散性の影響検討	89
5.1 緒言	89
5.2 検討方法および検討条件	90
5.2.1 多方向不規則波の発生方法と越波量の算定方法	90
5.2.2 検討条件および検討ケース	92
5.3 検討結果および考察	94
5.3.1 多方向不規則波の水位分布	94
5.3.2 平均越波流量の空間分布	95
5.3.3 越波排水路内の水位	97
5.4 結語	100
参考文献	101

第6章 波浪変形計算と越波流量の推定誤差に関する検討	102
6.1 緒言	102
6.2 現地観測結果を用いた波浪変形計算の推定誤差に関する検討	103
6.2.1 検討に用いる波浪観測データ	103

6.2.2 検討方法および検討手順	103
6.2.3 検討結果	104
6.3 越波流量の推定誤差に関する検討	107
6.3.1 検討方法および水理実験の概要	107
6.3.2 検討結果	108
6.4 結語	111
参考文献	112
 第7章 越波流量の推定誤差を考慮した護岸の機能設計法	 113
7.1 緒言	113
7.2 期待被害額および期待総費用の計算手法	114
7.2.1 沖波および潮位の設定方法	114
7.2.2 換算沖波波高および越波流量の算定方法	117
7.2.3 浸水深および浸水被害額の算定方法	119
7.2.4 期待被害額および期待総費用の算定方法	120
7.3 期待被害額と期待総費用の計算および考察	121
7.3.1 計算条件	121
7.3.2 繰り返し回数の検討	124
7.3.3 期待被害額および期待総費用の計算例	125
7.3.4 期待総費用に及ぼす護岸背後地の資産額の影響	126
7.3.5 期待総費用に及ぼす沖波の出現分布特性の影響	127
7.3.6 浸水深および被害額の出現分布	129
7.4 結語	133
参考文献	134
 第8章 結論	 135

第1章 緒論

現在、海岸・港湾護岸(堤防)あるいは埋立護岸の機能設計に際しては、合田ら(1975)が不規則波による水理模型実験および越波計算に基づいて作成した越波流量算定図、あるいはそれを使用しやすくした高山ら(1982)の近似計算プログラムを用いる場合が多い。また、重要度が高い護岸や特殊な構造形式を採用する場合には、水理模型実験によって越波流量を算定することもある。これらの設計の基本的な考え方は、ある一定時間内(30分～1時間程度)の総越波量をその時間で除した平均越波流量を算定し、それをある許容値(許容越波流量)以下になるように護岸構造や護岸天端高を決定しようとするものである。

この平均越波流量による設計法では、護岸背後に十分な排水設備などを有している場合には越波に対処することができるが、護岸のすぐ背後までの土地が利用され、護岸背後の排水処理施設の容量が限られている場合には、わずか1波の越波でも危険である。これに近い被災例としては、台風6626号による吉原海岸の災害(富永ら, 1967)、台風9720号による高知県中村市の下田港海岸の災害(平石ら, 1998)および駿河海岸の災害(佐藤ら, 1998)を挙げることができる。このようなことから、井上ら(1989)は、従来の平均越波流量に加えて、不規則波群の1波当たりの許容越波量を計画の対象に加えるべきであることを指摘し、実際に水理模型実験によって不規則波群の1波ごとの越波量を計測し、その出現分布や最大越波量等の特性を検討している。また、木村ら(1981, 1982)は、高波の波群特性は不規則波群の越波に大きく影響を及ぼすものとして、高波の波群特性を考慮した短時間越波量の概念を提案している。

一方、最近の沿岸域での開発に目を向けると、従来は浅海域に建設されてきた港湾施設や汽力発電所は、沖合人工島に代表されるように高波浪が直接来襲する外洋に面した大水深域に展開されつつある。このような大水深域では、波は碎波による波高の限定を受けにくいため、護岸天端を越える越波量は非常に多量になる。そのため、背後地に流入する越波流量を抑えるために、護岸天端あるいはパラペット天端を非常に高くする必要があるが、構造設計上、景観上あるいは機能的に大きな問題になる場合が多い。このようなことから、多量の越波水进行处理するためには、護岸背後に越波排水路を設けて、越波水はこれによって排水(自然流下)させることが合理的であることが従来から指摘されている(合田, 1990)。

しかしながら、この越波排水路の排水能力等を定量的に評価する手法は、これまでほとんど検討されていない。特に、越波排水路は、排水容量が非常に限定された施設であることを考えると、前述した短時間越波量もしくは1波ごとの越波量あるいは不規則波群の波群特性を十分考慮することが非常に重要であると考えられる。

そこで、本研究では、越波排水路の排水能力評価法の確立に向けて、水理模型実験により、実際に越波排水路内の水位変動等を計測してその挙動を明らかにするとともに、その結果を計算結果と比較することによって計算手法の妥当性を検討する。また、その検討結果を踏まえて越波排水路の実設計例を示すとともに、波の方向分散性が越波排水路内の水位に及ぼす影響についても検討を行う。

海岸・港湾護岸(堤防)の機能設計に際して、もう一つの大きな問題として、越波流量の推定誤差の問題がある。一般に、越波現象は様々な水理現象が重複し、複雑であり、水理模型実験から得られる越波量のデータ変動も相当大きいものであることが従来から指摘されている(合田ら, 1975)。前述した越波流量算定図も、主として模型実験の結果をもとに作成されたものであるから、当然ある範囲の推定誤差をもっている。実際に、ある設計高潮位および設計波浪の条件で設計した護岸が、その設計条件に達していないのに浸水被害が発生したり、逆に設計条件を上回る波浪等が来襲したのにも関わらず、全く被害が発生しなかったような事例は比較的多い。この原因には、被災時の来襲波浪等の特性(例えば、長周期波高が異常に大きかったなどの原因)や基本的な設計方法の問題である場合があり、全てが越波流量の推定誤差によるものとは考えられないが、少なからずこれが影響しているものと考えられる。

一方、このような外力等の推定誤差等を考慮して、構造物を設計する手法の一つに信頼性設計があり、各種構造物の構造設計などに取り入れられている。また、最近では、港湾構造物の分野においても、防波堤の設計などにこの信頼性設計手法が導入されつつある(例えば、下迫ら, 1998)。しかしながら、これまで海岸・港湾護岸の機能設計にこの信頼性設計手法が適用されたものはほとんどない。

そこで、本研究では、越波流量の推定誤差を考慮した合理的な海岸・港湾護岸の機能設計法の確立を図ること(信頼性設計法を導入すること)を目的として、越波流量の推定誤差分布について検討するとともに、その結果を用いて耐用期間中の被害額(越波による背後地の浸水被害額)の期待値を算定し、それに初期建設費を加えた期待総費用が最小となるように設計する手法を検討する。

以下に、本論文の構成と内容について示す。

第2章では、現行の海岸・港湾護岸の機能設計の現状とその問題点およびそれに対応するために実施されてきた既往研究について整理し、本研究の位置づけを行う。

第3章～第5章は、前述した目的の前半部分の内容について述べるものであり、「越波排水路の排水能力の評価法に関する研究」と位置づけることができ

る。

第3章では、水理模型実験によって、実際に越波が越波排水路内に流入した場合の水位変動等を計測してその挙動を把握するとともに、その結果を1次元不定流(非定常)計算で計算した結果と比較することによって、計算手法の妥当性を検討し、排水能力の評価法の提案を行う。

第4章では、第3章で検討した排水能力の評価法を用いて、実際の越波排水路の設計例を示す。また、ここでは、越波排水路の排水能力を評価するための越波出現モデルの検討、および従来から設計に用いられてきた平均越波流量を用いて検討した結果との比較も行う。

第5章では、より合理的な越波排水路の設計法の確立に向けて、実際の海の波である多方向不規則波の影響、すなわち波の方向分散性が越波排水路内の水位に及ぼす影響について検討する。

第6章～第7章は、前述した目的の後半部分の内容について述べるものであり、「信頼性設計法を用いた海岸・港湾護岸の機能設計法に関する研究」(越波流量の推定誤差を考慮した海岸・港湾護岸の機能設計法に関する研究)と位置づけることができる。

第6章では、信頼性設計法を導入するために重要となる波浪変形計算と越波流量の推定誤差分布について検討する。波浪変形計算の推定誤差分布の検討については、現地波浪観測結果と波浪変形計算結果を比較することにより行う。越波流量の推定誤差分布の検討は、既往の実験結果に、新たに水理模型実験を実施した結果を加えたものと、現行設計に良く用いられている越波流量推定図との比較により行う。

第7章では、第6章で検討した波浪変形計算や越波流量の推定誤差分布を用いて、モンテカルロ法によって耐用期間中の期待被害額を算定し、それに初期建設費を加えた期待総費用が最小となるように設計する手法を検討する。また、この手法を用いて、背後地の資産額や沖波の出現特性によって、最適な護岸断面がどのように変化するのか検討する。

第8章では、本研究の成果を総括的に取りまとめるとともに、今後の課題に言及して結論とする。

第2章 現行の海岸・港湾護岸の機能設計法とその問題点

本章では、現行の海岸・港湾護岸(堤防)の機能設計法について、現行の設計基準等を整理した後、その問題点とそれに対応するために実施されてきた既往研究等を整理し、本研究の位置づけを行う。

2.1 現行の護岸の機能設計法

現在の海岸・港湾護岸あるいは埋立護岸の機能設計は、一般に図-2.1に示すような手順で実施される場合が多い。ここでは、現行の護岸天端高の決定法、越波流量の算定方法および許容越波流量の設定方法などを整理して述べる。

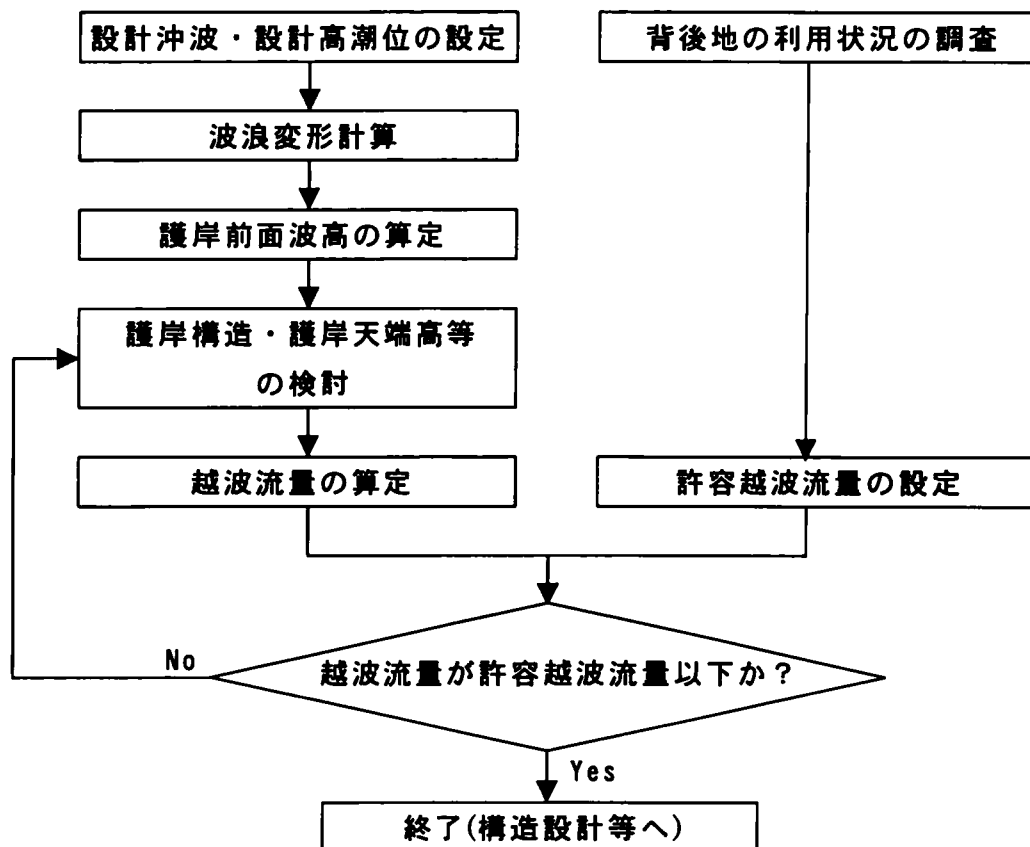


図-2.1 現行の護岸の機能設計の手順(越波量を許容値以下に抑える場合)

2.1.1 護岸天端高の決定法

「港湾の施設の技術上の基準・同解説」((社)日本港湾協会, 1999)や「海岸保全施設築造基準」((社)全国海岸協会, 1987)等の基準類では、護岸天端高は、「護岸背後地の保全が図られ、土地の利用に支障のないように適切に決定する」(基準によって多少の表現が異なる)となっている。

具体的には、設計潮位および設計波に対して、波の打ち上げ高を求め、越波の防止上必要な高さを求める方法と、越波流量を求め、それが背後地の利用状態に応じて設定した許容越波流量以下に抑えるために必要な高さを求める方法(図-2.1 参照)が用いられている。

2.1.2 越波流量の算定方法

越波流量の算定方法としては、前述した基準類では、「水理模型実験または水理模型実験に基づく資料など適切な方法によって算定する」(基準によって多少の表現が異なる)となっている。実際の設計においては、合田ら(1975)が不規則波による水理模型実験および越波計算に基づいて作成した越波流量算定図(図-2.2 参照)、あるいはそれを使用しやすくした高山ら(1982)の近似計算プログラムを用いる場合が多い。また、スリット式護岸あるいは緩傾斜(階段)護岸等の越波流量を算定する場合には、修正天端高係数(高山ら, 1982)を用いて、前述した越波流量算定図を準用する方法が良く用いられている。また、重要度が高い護岸や特殊な護岸構造を採用する場合には、不規則波を用いた水理模型実験を実施して越波流量を算定することが多い。

また、最近では、非線形波動方程式(Boussinesq 方程式等)により護岸前面の水位変動を計算し越流公式を用いて越波流量を求める方法(森屋ら, 1996)、水面の取扱いに VOF 法を採用し、Navier-Stokes 方程式を差分法で直接解いて波動運動を解析する数値波動水路を用いる方法(榊山ら, 1997)、Navier-Stokes 方程式を Lagrange 的に離散化して解析する粒子法(後藤ら, 1999)などが開発され、実用化されつつある。

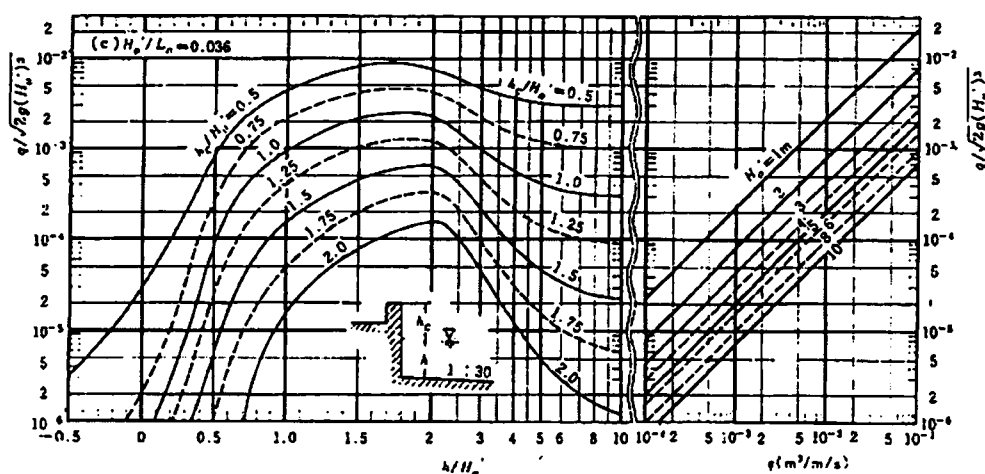


図-2.2 越波流量算定図の一例(合田らによる)

2.1.3 許容越波流量の設定方法

許容越波流量については、前述した基準類では、概ね「護岸の構造、護岸背後の土地利用状況、排水施設的能力等によって異なるため、状況に応じて適切に設定しなければならない」(基準によって多少の表現が異なる)となっている。しかしながら、その許容越波流量の値を示したものとしては、合田ら(1970)が既往の被災事例から被災限界越波量を示したもの(表-2.1 参照)、福田ら(1973)が背後地の利用状況からみた許容越波流量を示したもの(表-2.2 参照)、永井ら(1964)が背後の施設の重要度を考慮して許容越波流量を定めたもの(表-2.3 参照)がある程度で、背後地の利用状況や排水施設的能力によって異なるため、統一的な値は示されておらず、その設定方法も明確にされていない。

表-2.1 被災限界の越波流量(合田による)

種別	被覆工	越波流量($\text{m}^3/\text{m}/\text{s}$)
護岸	背後舗装済み	0.2
	背後舗装なし	0.05
堤防	コンクリート三面巻き	0.05
	天端舗装・裏法末施工	0.02
	天端舗装なし	0.005以下

表-2.2 背後地利用状況からみた許容越波流量(福田らによる)

利用者	堤防からの距離	越波流量($\text{m}^3/\text{m}/\text{s}$)
歩行者	直背後(50%安全度)	2×10^{-4}
	直背後(90%安全度)	3×10^{-5}
自転車	直背後(50%安全度)	2×10^{-5}
	直背後(90%安全度)	1×10^{-6}
家屋	直背後(50%安全度)	7×10^{-5}
	直背後(90%安全度)	1×10^{-6}

表-2.3 背後地の重要度からみた許容越波流量(永井らによる)

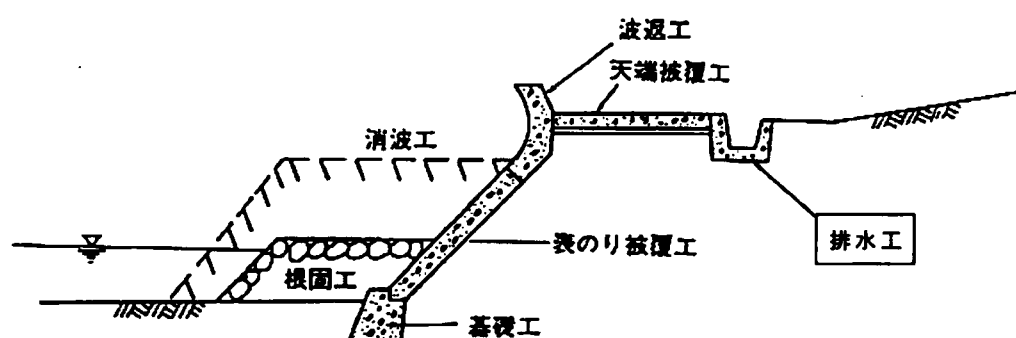
背後に人家、公共施設等が密着しており、特に越波・しぶき等の侵入により重大な被害が予想される地区	0.01程度
その他の重要な地区	0.02程度
その他の地区	0.02~0.06

単位: $\text{m}^3/\text{m}/\text{s}$

港湾・海岸護岸(堤防)の設計においては、背後地の保全を図るという目的から、この許容越波流量の設定がきわめて重要となる。しかしながら、現行の設

計においては、それを設定する方法が明確でなく、検討するための資料が非常に少ないことから、あまり詳細な検討は実施しないで、表－2.3 もしくは既往の設計例等を参考に $0.01\text{m}^3/\text{s}/\text{m} \sim 0.02\text{m}^3/\text{s}/\text{m}$ 程度に設定する場合が多い。

また、海岸・港湾護岸(堤防)には、背後地への越波あるいはしぶきなどを排出することを目的に、原則として図－2.3 に示すような排水工を設置することが義務づけられている。この排水工の大きさは、「越波流量などを考慮して決定すること」となっているが、具体的な検討方法などは明確に示されていない。したがって、実際の設計では、既往の設計例等を参考に排水工の大きさを経験的に決定している場合が多い。



図－2.3 護岸の一般構造図(「海岸保全施設築造基準」より)

2.2 現行設計法の問題点と既往研究の整理

2.2.1 短時間越波量

2.1.2 で述べた越波流量は、全て平均越波流量であり、波数にして数百波、時間にして30分～1時間程度の平均値である。これを数波単位あるいは1波あたりの短い時間で考えると、はるかに多量の越波が生じている。したがって、平均越波流量による設計法では、護岸背後に十分な排水設備などを有している場合には越波に対処することができるものと考えられるが、護岸のすぐ背後までの土地が利用され、護岸背後の排水処理施設の容量が限られている場合には、こうした短時間の越波現象にも十分に対処できるように配慮する必要があるものと考えられる。

このようなことから、まず、木村ら(1981,1982)は、高波の波群特性は不規則波群の越波に大きく影響を及ぼすものとして、高波の波群特性を考慮した短時間越波量の概念を提案するとともに、その出現確率を基にその排水対策と安全性について検討を行っている。

また、井上ら(1988,1989)は、従来の平均越波流量に加えて、不規則波群の1波当たりの許容越波量を計画の対象に加えるべきであることを指摘し、実際に1/10勾配斜面上の直立護岸において不規則波群の1波ごとの越波量を計測し、その出現分布や最大越波流量等の特性について検討を行っている。その結果、最大越波流量が平均越波流量の5～10倍程度、条件によっては20倍に達する場合があることを示すとともに、その出現分布はWeibull分布で表すことが可能であり、その形状母数を波形勾配、水深波長比および相対天端高等のパラメータで整理して示している。

関本ら(1992)は、高波浪が来襲する大水深域に建設する沖合人工島護岸を対象に、不規則波群の1波ごとの越波量および短時間越波量を計測している。その結果、最大越波量が平均越波量の5～12倍になり、高波浪が来襲する大水深域でも、井上らの結果と同様の結果になることを示すとともに、短時間越波量については波群の影響が顕著であることを示している。また、関本らは、水深の比較的大きい地点に建設される人工島は、碎波による波高の限定を受けにくいいため、護岸背後の越波排水設備を設計するにあたっては、不規則波群の波群特性を考慮した確率的な手法を用いた安全性の評価が必要になってくることを指摘している。

以上のように、短時間越波量もしくは1波ごとの越波量の重要性については、これまで多くの人に指摘されており、その特性が水理模型実験や解析検討によりある程度明らかにされている。しかしながら、実際の設計に際しては、この短時間越波量まで考慮することは、ほとんど実施されていないようである。特

に、本研究で取り扱う越波排水路については、排水容量が非常に限定された施設であることを考えると、この短時間越波量を考慮することが非常に重要になってくるものと考えられる。

2.2.2 大水深・高波浪下の越波排水対策

海岸護岸や埋立護岸あるいは堤防の現行の機能設計の手順は、図－2.1 に示したとおりであり、この手法の基本的な考え方は、設計波に対して平均越波流量を許容越波流量以下に抑え、許容越波流量以下の越波は護岸背後の排水施設で排水させようとするものである。

しかしながら、最近の港湾施設や汽力発電所は、沖合人工島に代表されるように、高波浪が直接来襲する外洋に面した大水深域に展開されつつある。その場合、護岸天端を越える越波量は多くなり、護岸の背後地に流入する越波流量を許容値以下に抑えるためには、護岸天端あるいはパラペット天端を非常に高くする必要があり、構造設計上、景観上あるいは機能的に大きな問題になる場合が多い。したがって、このような多量の越波水进行处理するためには、護岸背後に越波排水路を設けた二重構造とし、越波水はこれによって排水(自然流下)させることが合理的であることが指摘されている(合田, 1990)。

これまで越波排水路に関する検討例としては、強風時の越波に対して背後地への浸水防止に有効な越波排水路の規模を検討したもの(池野ら, 1993)や、平均越波流量を対象として越波排水路内の水位の計算例を示したもの((財)沿岸開発技術研究センター, 1999)などがある。しかしながら、2.2.1 で述べたように短時間越波量を考慮越波排水路の規模等を検討したものはなく、設計法も確立していないのが現状である。

2.2.3 波の方向分散性の影響

前述した越波流量算定図(図－2.2 参照)は、主に2次元水路による模型実験から導かれたものであり、外力となる波は単一方向不規則波である。従来、護岸や堤防は、汀線付近の浅海域に建設される場合が多く、波が浅海域へ伝播してくるにしたがい、屈折効果により多方向波を構成する全ての成分波の波向が汀線に対して直角の方向に揃ってくる性質を有しているため、外力となる波を単一方向不規則波として越波流量を求めても支障がない。しかし、前述したように、最近の港湾施設や汽力発電所は、外海に直接面し、水深が比較的深い海域に建設される例が多くなっている。その場合、外力となる波は多方向不規則波としての性質(方向分散性の影響)が強く現れたため、従来のように単一方向不規則波として取り扱うと不都合が生じる危険性がある。

そのようなことから、平石ら(1996)は、水理模型実験により多方向不規則波

の越波量を計測し、多方向不規則波の平均越波流量は、平均的には単一方向不規則波の7割程度になることを明らかにするとともに、多方向不規則波の越波流量を算定するための数値計算モデルを提案している。また、櫛山ら(1994)およびFranco(1995)も、平石らと同様な模型実験を実施し、多方向不規則波のほうが単一方向不規則波より越波流量が小さくなることを明らかにしている。さらに、平石らは、大水深域に建設される護岸の越波流量の算定において、波の方向分散性を考慮に入れると護岸天端高を低くすることが可能であり、建設コストの縮減が図れることを示唆している。

本研究で取り扱う越波排水路については、その排水能力等を評価する場合、波の方向分散性の影響は、単に越波流量が低減する効果だけでなく、単一方向波として取り扱ったと、護岸法線方向の全断面に同時に越波が流入することになるため、その影響がさらに顕著に現れることが予想される。

2.2.4 越波流量の推定誤差

一般に、越波現象は様々な水理現象が重複し、複雑であり、水理模型実験から得られる越波量のデータ変動も相当大きいものである。前述した越波流量推定図も、主として模型実験の結果をもとに作成されたものであるから、当然ある範囲の推定誤差をもっている。このようなことから、合田ら(1975)は、実験データのばらつきや、二、三の現地観測結果との比較から表-2.4に示すような推定値に対する真値の推定誤差範囲を示している。しかしながら、実際の設計では、この越波流量の推定誤差を考慮している場合はほとんどなく、推定した越波流量を確定値として設計しているのが現状である。

表-2.4 越波流量の推定値に対する真値の想定範囲(合田らより)

$q/\sqrt{2g(H_0')^3}$	直立護岸	消波護岸
10^{-2}	0.7~1.5 倍	0.5~2 倍
10^{-3}	0.4~2 倍	0.2~3 倍
10^{-4}	0.2~3 倍	0.1~5 倍
10^{-5}	0.1~5 倍	0.05~10 倍

$q/\sqrt{2g(H_0')^3}$: 無次元越波流量 q : 平均越波流量

g : 重力加速度 H_0' : 換算沖波波高

一方、このような外力の推定誤差等を考慮して、構造物を設計する手法の一つに信頼性設計法があり、各種構造物の構造設計に取り入れられている。港湾構造物の分野においては、1999 年 4 月に改訂された「港湾の施設の技術上の基準・同解説」((社)日本港湾協会, 1999)において、防波堤の設計を信頼性設計法によって行っても良い旨の記述が盛り込まれている。特に最近では、下迫ら(1998)はケーソンの滑動モデルとモンテカルロ法を用いた期待滑動量の計算法を提案し、合田ら(1999)は期待総費用を算定する手法や設計波の合理的再現期間の算定法を提案している。また、この信頼性設計を用いた防波堤の設計例も示されている(下迫ら, 2000; 三鼓ら, 2000)。さらに、高橋(1998)らは、消波ブロックの安定性検討において、モンテカルロ法を用いた耐用期間中の期待被災度の計算法を提案している。

しかしながら、港湾・海岸護岸の機能設計においては、早川ら(2001)によって波向の不確実性を考慮した期待越波流量の検討例が示されているものの、越波流量の推定誤差を考慮した本格的な信頼性設計手法が検討されたものはないのが現状である。

参考文献(第1章および第2章の参考文献)

- 池野正明・阿部宣行・鹿島遼一・溝切 哲・岡部成光(1993): 強風作用下における護岸越波量の飛散距離分布特性, 海岸工学論文集, 第40巻, pp.691-695.
- 井上雅夫・島田広昭・本田清高・殿最浩司(1988): 不規則波における越波量分布, 海岸工学論文集, 第35巻, pp.582-586.
- 井上雅夫・島田広昭・殿最浩司(1989): 不規則波における越波量の出現分布特性, 海岸工学論文集, 第36巻, pp.618-622.
- (財)沿岸開発技術研究センター(1999): 港湾構造物設計事例集(下巻), 8-10p.
- 木村 晃・瀬山 明・山田敏彦(1981): 不規則波の短時間越波量の確率特性, 第28回海岸工学講演会論文集, pp.335-338.
- 木村 晃・瀬山 明(1982): 越波の排水能力と浸水被害の発生確率について, 第29回海岸工学講演会論文集, pp.375-379.
- 合田良実(1970): 防波護岸の越波流量に関する研究, 港湾技術研究所報告, 第9巻, 第4号, pp.3-41.
- 合田良実・岸良安治・神山 豊(1975): 不規則波による防波護岸の越波流量に関する実験的研究, 港湾技術研究所報告, 第14巻, 第4号, pp.3-44.
- 合田良実(1990): 港湾構造物の耐波設計, 鹿島出版会, 131p.
- 合田良実・高木泰志(1999): 信頼性設計法におけるケーソン防波堤設計波高の再現期間に関する研究, 海岸工学論文集, 第46巻, pp.921-925.
- 後藤仁志・酒井哲郎・目見田哲・沖 和哉・林 稔(1999): 粒子法による直立護岸前面の碎波・越波過程の数値解析, 海岸工学論文集, 第46巻, pp.46-50.
- 榑山 勉・鹿島遼一・窪 泰造(1994): 多方向不規則波に対する人工島防波護岸の越波特性と耐波特性, 海岸工学論文集, 第41巻, pp.656-659.
- 榑山 勉・香山真裕(1997): 海底面上で碎波を伴う消波護岸への越波の数値計算, 海岸工学論文集, 第44巻, pp.741-745.
- 佐藤慎司・小杉俊夫・加藤憲一・口石孝幸(1998): 西湘海岸における台風9720号による海岸災害とその原因, 海岸工学論文集, 第45巻, pp.326-330.
- 下迫健一郎・高橋重雄(1998): 期待滑動量を用いた混成堤防波堤直立部の信頼性設計法, 港湾技術研究所報告, 第37巻, 第3号, pp.3-30.
- 下迫健一郎・増田慎太郎・高橋重雄(2000): 期待滑動量を用いた防波堤の信頼性設計法における法線形状の影響, 海岸工学論文集, 第47巻, pp.821-825.
- 関本恒浩・国栖広志・清水琢三・京谷 修・鹿島遼一(1992): 人工島防波護岸の短時間越波特性について, 海岸工学論文集, 第39巻, pp.581-585.
- 高山知司・永井紀彦・西田一彦(1991): 各種消波工による越波流量の減少効果, 港湾技術研究所報告, 第21巻, 第2号, pp.151-205.
- 高橋重雄・半沢 稔・佐藤弘和・五明三智男・下迫健一郎・寺内 潔・高山知司・

- 谷本勝利：期待被災度を考慮した消波ブロックの安定重量，港湾技術研究所報告，第 37 巻，第 1 号，pp. 3-32.
- 富永康照・橋本 宏・中村 隆(1967)：台風 26 号による吉原海岸の災害について，第 14 回海岸工学講演会論文集，pp. 206-213.
- (社)全国海岸協会(1987)：海岸保全施設築造基準解説
- 永井莊七郎・高田 彰(1964)：海岸堤防の越波に及ぼす消波堤の効果，第 11 回海岸工学講演会論文集，pp. 279-286.
- (社)日本港湾協会(1999)：港湾の施設の技術上の基準・同解説
- 早川哲也・山本泰司・梅沢信敏(2001)：信頼性設計をめざした多方向不規則波による越波流量算定法，海岸工学論文集，第 48 巻，pp. 741-745.
- 平石哲也・望月徳雄・佐藤一央・丸山晴広・金澤 剛・榊本達也(1996)：護岸越波流量における波の多方向性の影響，港湾技術研究所報告，第 35 巻，第 1 号，pp. 39-64.
- 平石哲也・末松忠敬・楠瀬 洋・島元民男・鈴木善光・榊原 弘・殿最浩司(1998)：緩傾斜護岸の波の打ち上げ高および越波に及ぼす長周期波の影響に関する現地調査，海岸工学論文集，第 45 巻，pp. 671-675.
- 福田伸男・宇野俊泰・入江 功(1973)：防波護岸の越波に関する現地観測(第 2 報)，第 20 回海岸工学講演会論文集，pp. 113-118.
- 三鼓 晃・勝田栄作・榊原 弘・殿最浩司・佐藤広章(2000)：沖波特性や各種不確定要因の推定精度が異なる地点での期待滑動量と期待総費用について，海岸工学論文集，第 47 巻，pp. 826-830.
- 森屋陽一・菊地正行・松立博樹・水口 優(1995)：浅海域における周期波のマッハ反射について，海岸工学論文集，第 42 巻，pp. 6-10.
- Franco, C. (1995): 3-D wave overtopping on caisson breakwaters, Proc., 26th Congress of IAHR, Vol. 5, pp. 43-48.

第3章 短時間越波量を考慮した越波排水路の排水能力の評価法

3.1 緒言

最近の港湾施設や汽力発電所は、沖合人工島に代表されるように、高波浪が直接来襲する外洋に面した大水深域に展開されつつある。その場合、護岸天端を越える越波量は多くなり、護岸の背後地に流入する越波流量を許容値以下（例えば平均越波流量を $0.01\text{m}^3/\text{s}/\text{m}$ 以下）に抑えるためには、護岸天端あるいはパラペット天端を非常に高くする必要があり、構造設計上、景観上あるいは機能上問題となる場合が多い。したがって、パラペットの背後に図-3.1に示すような排水路を設けて、越波水はこれによって排水（自然流下）させることが合理的であることが指摘されている（合田，1990）。一方、このような越波水の処理の問題として、従来から設計に用いられている平均越波流量だけを対象とするのではなく、不規則波の波群特性や短時間越波量を考慮することが重要であることが指摘されている（木村ら，1981；井上ら，1989；合田，1990；関本ら，1992）。

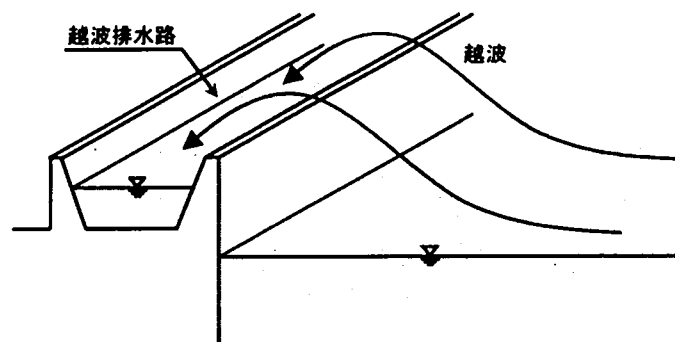


図-3.1 越波排水路の模式図

しかしながら、これまでこの越波排水路に関する検討例としては、強風時の越波に対して背後地への浸水防止に有効な越波排水路の規模を検討したもの（池野ら，1993）や、平均越波流量を対象として越波排水路内の水位の計算例を示したもの（（財）沿岸開発技術研究センター，1999）などがあるものの、この短時間越波量等を考慮して越波排水路の規模等を検討した例はほとんどなく、設計法も確立していないのが現状である。

したがって、本章では、この短時間越波量を考慮した越波排水路の排水能力の評価法を確立することを目的とし、水理模型実験によって越波排水路内の水位を計測し、その結果を1次元不定流計算によって計算した結果と比較するこ

とによって，その妥当性を検討する．

水理模型実験（平面実験）では，まず現象が比較的に容易にわかる規則波実験を実施した後，不規則波実験を行った．不規則波実験では，1波ごとの越波量（短時間越波量）を計測するとともに，越波排水路内の水位を計測することによって，その挙動を実験的に明らかにする．また，計測した1波ごとの越波量を入力条件として，越波排水路内の水位を1次元不定流計算により計算し，その結果を実験結果と比較する．

3.2 水理模型実験の方法および実験条件

3.2.1 実験装置

実験は、図-3.2 に示すように幅 10m×長さ 20m×高さ 0.6m の平面水槽を用いた。その沖側端部には、ピストンタイプのサーボモーター式造波機が設置されており、任意の波高および周期をもつ規則波および単一方向不規則波を発生させることができる。水槽の側壁、岸側端部および造波機の背後には、反射波の影響を防ぐため、ステラシートを張った消波装置を設置した。

護岸模型は、この造波機から 12.0m の位置に延長が 8.0m (模型値) に設置した。護岸は前面水深 h が 20.0cm (一様水深) の直立式護岸であり、まず越波量を計測する実験では、図-3.2 に示すような越波升を 0.4m (模型値) ピッチで 20 個設置した。次に、越波流入時の越波排水路内の水位の計測は、前述の越波升の模型を取り除き、図-3.3 に示すような水路勾配が 1/500 の排水路を設置して行った。また、実験は、護岸に直入射 ($\theta = 0^\circ$) する場合と護岸模型を 30° 傾けた斜め入射波 ($\theta = 30^\circ$) の実験を行った。

なお、この実験の模型縮尺は 1/100 を想定しており、実物スケールが直接わかるようにするため、以下では特にことわりを入れない限り、実験条件および実験結果等の数値は全て実物値に換算した数値で表すものとする。

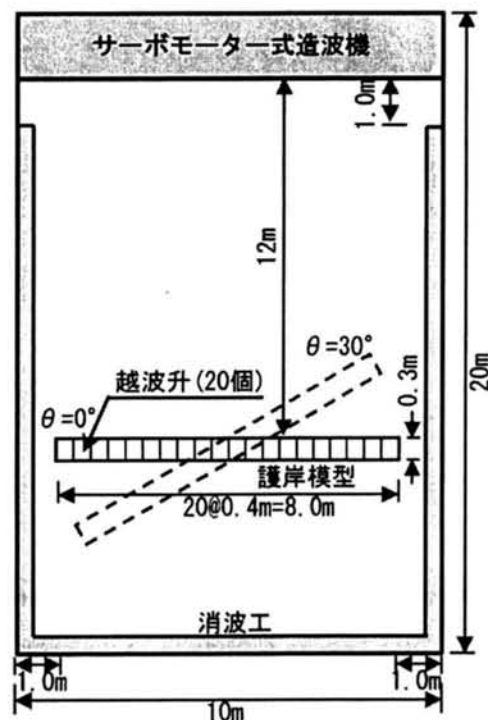
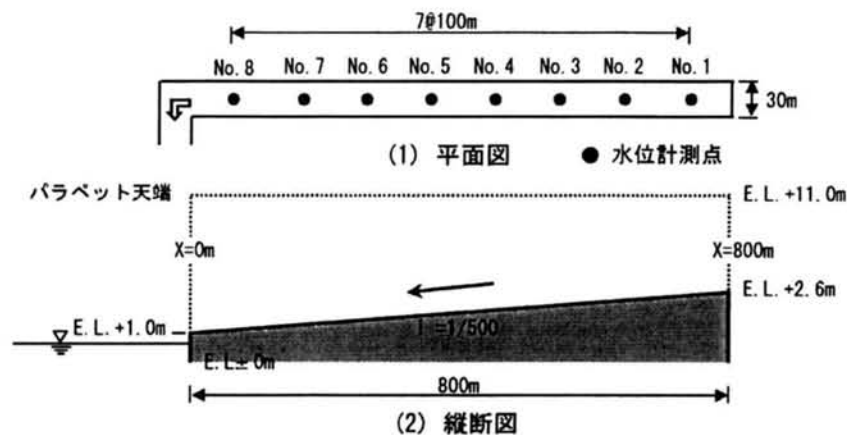


図-3.2 実験装置(模型値で表示)



図－3.3 実験に用いた越波排水路の模式図(実物値で表示)

3.2.2 実験方法

(1) 造波方法および実験波の記録方法

本実験は、規則波および不規則波の2種類の波を用いて行った。規則波実験では、造波機の緩起動装置および反射波の影響を考慮して、入射波高がほぼ安定している造波開始後からの5～7波の連続3波を対象とした。

また、不規則波実験に用いる実験波は、改良 Bretschneider・光易型スペクトル(合田, 1987)を有する不規則信号をパソコンから造波機に送信し、リアルタイムで造波機を駆動して造波した。実験波は、容量式波高計で水位変動を造波開始から6分間(模型値)の全波浪(約260波)を対象として、デジタルデータレコーダに記録した。デジタルデータレコーダに記録した水位変動は、サンプリング間隔0.05sでA-D変換してからハードディスクに記録して解析した。なお、いずれの計測項目においても試行ごとのバラツキを把握するため、全ての実験を3回ずつ実施した。

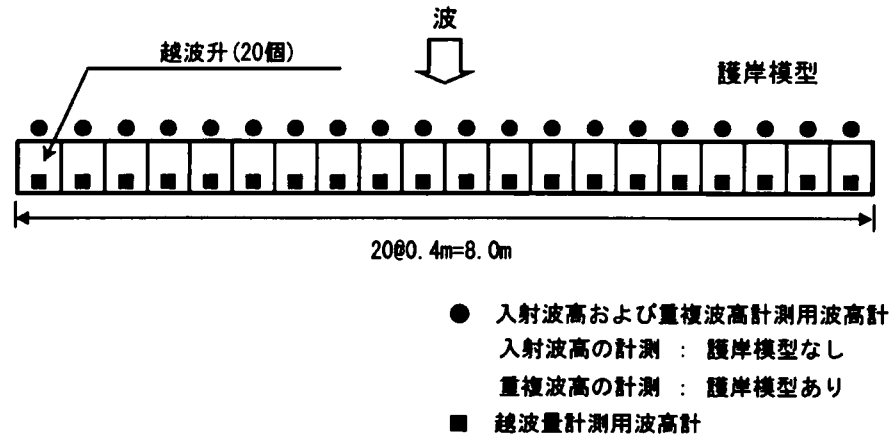
(2) 計測項目および計測方法

実験による計測項目、計測方法および実験手順は以下に示す通りである。

① 入射波高の計測

護岸模型を設置しない状態で、図－3.4に示す位置に40m(模型値40cm)ピッチで容量式波高計を20本設置して、そこでの水位変動を記録し、入射波高を算定した。規則波実験の場合は、沖波波高のほぼ安定した造波開始後の第5～7波における3波分のデータを平均して、1回の試行における入射波高の実験値とした。また、不規則波実験の場合は、造波開始から1時間(模型値6分

間)の全波浪(約 260 波)を Zero-up-Cross 法により解析して求めた有義波高 $H_{1/3}$ を入射波高の実験値とした。



図－3.4 波高計の設置位置(模型値で表示)

②越波量の計測

越波量の計測は、図－3.4 に示すように 40m (模型値 40cm) ピッチで 20 個の越波升(護岸模型)を設置し、その中に容量式波高計を設置して越波升内の水位変化を計測することによって行った。規則波実験の場合は、造波開始後の第 5 ～ 7 波の 3 波を連続して計測し、それらを平均して 1 波分の越波量の実験値とした。さらに、これを同様の方法で 3 回試行し、各試行の平均値から越波量を求めた。一方、不規則波実験の場合は、越波升内に設置した波高計の水位変動の記録から、水位の増分を読み取り、1 波ごとの越波量に換算した。なお、いずれの実験においても、越波量の計測と同時に、図－3.4 中に示すように護岸模型の直前面(入射波高の計測位置と同じ位置)に波高計を設置し、護岸前面の重複波の水位を計測した。

図－3.5 は、不規則波実験における 1 波ごとの越波量の計測装置の概要図を示したものであり、波高計を越波升の後方に設置し、その前面に約 3 cm の隙間を設けた水面振動板を設置し、越波が流入時の越波升内の水面振動が極力小さくするようにした。図－3.6 は、この装置により不規則波群の 1 波ごとの越波量の計測した例を示したものである。これを見ると、越波升内の水面振動は完全には消えていないが、図に示すように越波流入時の水位の増分を読み取ることが可能であり、ほぼ正確に 1 波ごとの越波量を計測できているものと考えられる。

③越波排水路内の水位の計測

越波升を取り除き、水路幅 $B=10\text{m}$ (規則波実験) および $B=30\text{m}$ (不規則波

実験), 水路勾配 1/500, 水路下流端敷高 E.L.+1.0m (静水面 E.L.±0m) の長方形断面の越波排水路模型 (図-3.3 参照) を設置して, 越波流入時の越波排水路内の水位変化を図-3.3 中に示す 8 地点でビデオカメラにより撮影し, それを実験終了後に再生して時間ピッチ 1 s (模型値) で水位を読み取った.

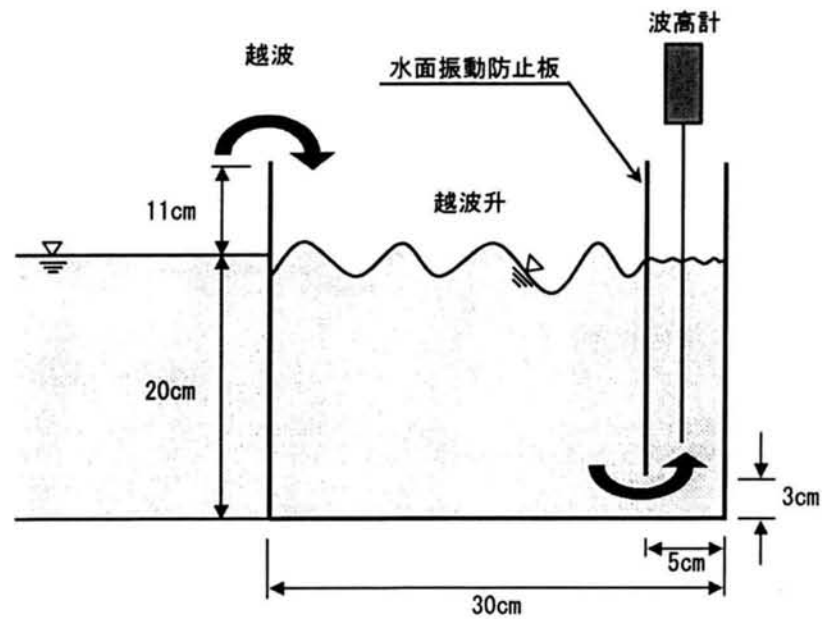


図-3.5 不規則波群の1波ごとの越波量の計測装置(模型値で表示)

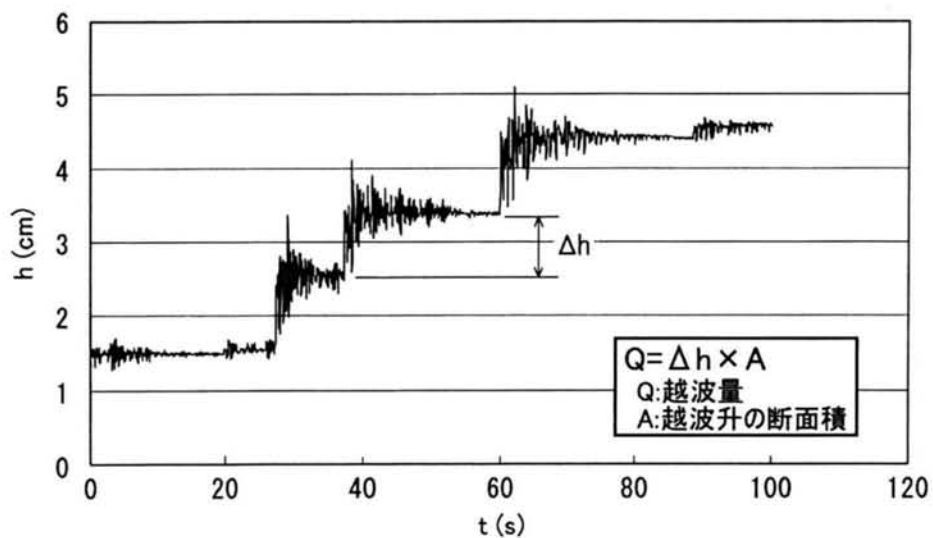


図-3.6 不規則波群の1波ごとの越波量の計測例

3.2.3 実験条件

規則波実験および不規則波実験の実験条件を整理して、表－3.1 および表－3.2 に示す。実験では、護岸の前面水深 h は 20m の一様水深とし、護岸天端高（パラペット天端高） h_c は 11m とした。また、規則波実験および不規則波実験とも、護岸に直入射（ $\theta = 0^\circ$ ）する場合と護岸模型を 30° 傾けた斜め入射波（ $\theta = 30^\circ$ ）の実験を行った。

規則波実験の目標入射波は、入射波高 $H_i = 9.0\text{m}$ 、周期 $T = 15.0\text{s}$ であり、造波開始から第 5～7 波の連続 3 波を対象とした。一方、不規則波実験の目標入射波は、有義波高 $H_{1/3} = 9.0\text{m}$ 、有義波周期 $T_{1/3} = 15.0\text{s}$ である。また、周波数スペクトルは、改良 Bretschneider・光易型スペクトルを目標スペクトルした。

表－3.1 規則波実験の実験条件

模型縮尺 S	1/100
水深 h	20.0m（模型値 20.0cm）
護岸天端高 h_c	11.0m（模型値 11.0cm）
入射波高 H_i	9.0m（模型値 9.0cm）を目標
周期 T	15.0 s（模型値 1.5 s）
入射角 θ	0° ， 30°
実験対象波	造波開始から 5～7 波の 3 波を対象
越波排水路幅 B	10.0m（模型値 10.0cm）
護岸形式	直立護岸
排水路の水路勾配 i	1/500

表－3.2 不規則波実験の実験条件

模型縮尺 S	1/100
水深 h	20.0m（模型値 20.0cm）
護岸天端高 h_c	11.0m（模型値 11.0cm）
入射波高 $H_{i/3i}$	9.0m（模型値 9.0cm）を目標
周期 $T_{1/3}$	15.0 s（模型値 1.5 s）
入射角 θ	0° ， 30°
実験対象波	実物値 1 時間（模型値 6 分間）の 全波浪を対象
越波排水路幅 B	30.0m（模型値 20.0cm）
護岸形式	直立護岸
排水路の水路勾配 i	1/500

3.3 規則波実験の結果および考察

3.3.1 入射波高および護岸前面波高の計測結果および考察

(1) 入射波高

図-3.7 および図-3.8 は、護岸への入射角 θ がそれぞれ 0° (直入射) および 30° (斜め入射) とした場合の規則波実験の入射波高 H_i の空間分布を示したものである。ここで言う入射波高 H_i とは、護岸模型がない状態での護岸位置 (20 地点) で計測した波高のことであり、この図の横軸 $X=0\text{m}$ は造波機に向かって左端を示し、 $X=800\text{m}$ は造波機に向かって右端を示している。また、この実験では、波高や越波流量の計測は、後述する不規則波実験も含めて 3 回

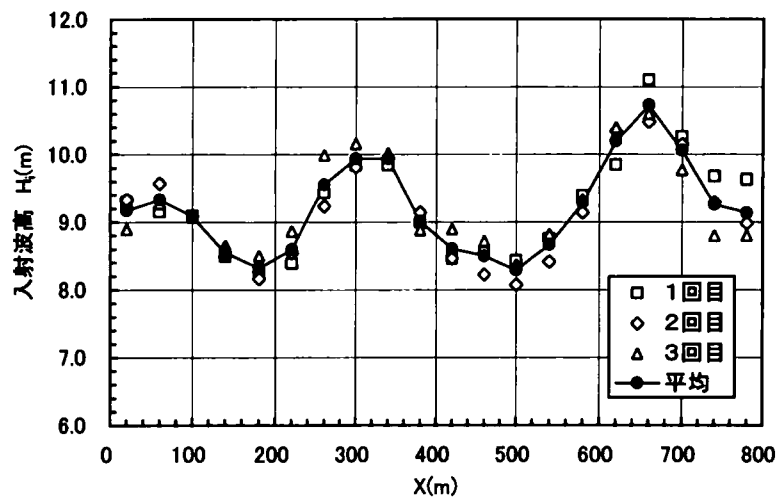


図-3.7 規則波実験の入射波高測定結果($\theta=0^\circ$)

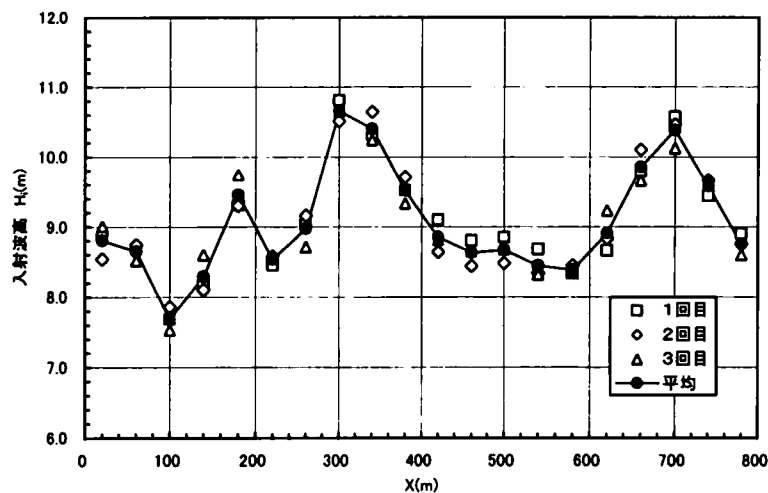


図-3.8 規則波実験の入射波高測定結果($\theta=30^\circ$)

実施している。したがって、この図には、各試行ごとのバラツキを把握するため、試行ごとの測定結果とその平均値を示している。なお、これ以降も、波高や越波量の計測結果は同様に示すものとする。

規則波実験の目標入射波高としては、表-3.1 に示すように 9 m としたが、実際にはこれらの図に示すように、 $\theta = 0^\circ$ および $\theta = 30^\circ$ とともに護岸への入射波高 H_i は一様ではなくかなり変動している。本実験では、全で一様水深で実験を行っているため、本来このような分布を示すことはないが、実際には水槽の底が完全に平らでないことや、造波機の性能および水槽境界からの反射波の影響等が現れたものと考えられる。しかしながら、本研究の目的は、越波排水路内に越波水が流入した場合の水位等の挙動を把握することであり、越波流量自体を把握することが目的でない。そのため、この護岸位置での入射波高の変動は補正せず実験を進めることにした。ただし、越波流量そのものを把握するような実験を行う場合には、このような入射波高の変動は補正する必要があることを付記しておく。

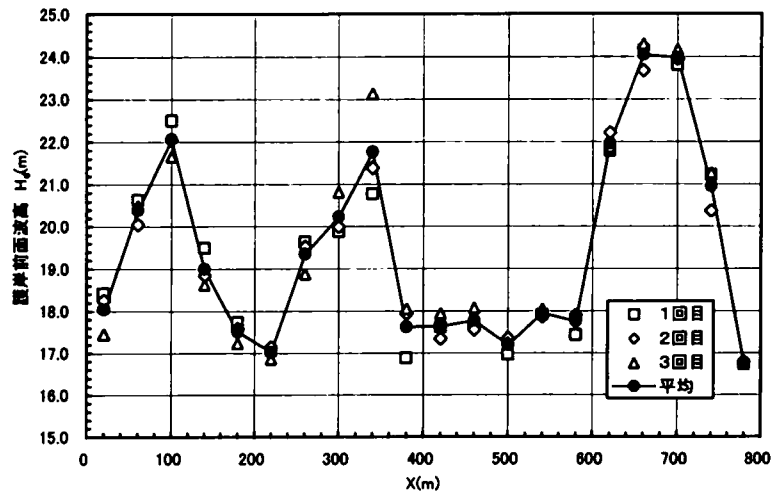
(2) 護岸前面波高(重複波高)

図-3.9 および図-3.10 は、護岸への入射角 θ がそれぞれ 0° および 30° とした場合の護岸前面波高(重複波高) H_d の空間分布を示したものである。これによると、各回の試行ごとのバラツキは少ないものの、護岸沿いの前面波高 H_d の空間分布は(1)で述べた入射波高と同様にかなり変動している。

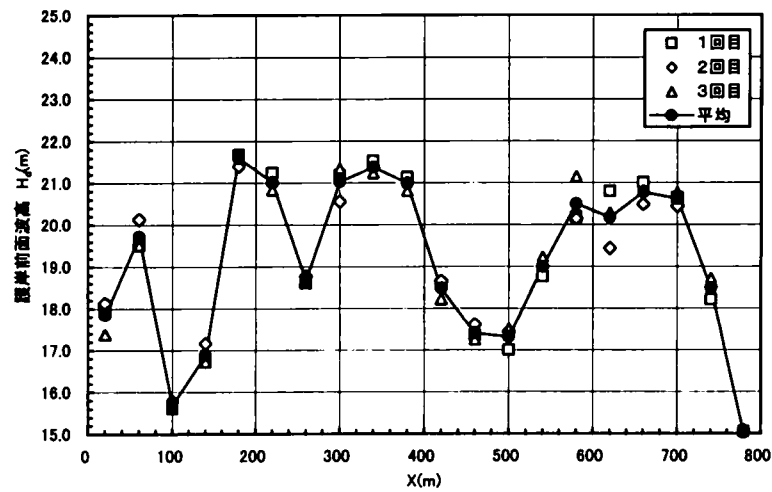
この実験で用いたような一文字堤の場合、その両端から回折散乱波が発生して護岸の前面波高は一様でなく、堤長・周期(波長)・入射角に依存した波高分布を示すことが知られている(例えば、合田, 1971)。したがって、これらの図で示した波高分布には、(1)で示した入射波高の変動の他に、この回折散乱波の影響が含まれているものと考えられる。そこで、回折散乱波の影響がどの程度現れ、それが既往の算定方法と比較してどの程度一致しているのか評価するため、以下のような検討を行った。

すなわち、実験結果から得られる回折係数 K_d を便宜的に、護岸前面波高 H_d / 入射波高 H_i とし、それを合田ら(1971)が提案した近似解を用いて計算した結果と比較した。合田らの近似解とは、半無限堤による波の回折係数 K_d を Sommerfeld の理論解で求め、両端からの影響を考慮するため、その解の重ね合わせを行うものである。図-3.11($\theta = 0^\circ$) および図-3.12($\theta = 30^\circ$) は、このようにして回折係数 K_d の空間分布を実験結果と計算結果($T = 15.0$ s)を比較したものである。これらによると、入射角 $\theta = 0^\circ$ および $\theta = 30^\circ$ とともに、若干のバラツキがあるものの、全体的な傾向としては実験結果と計算結果は概ね一致していることがわかる。このことから、本実験で得られた護岸前面波高

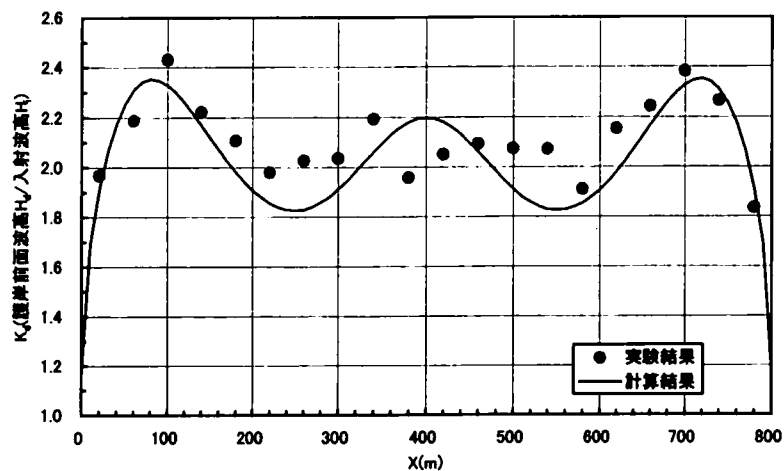
H_0 においても、回折散乱波の影響が現れていることが確認できる。



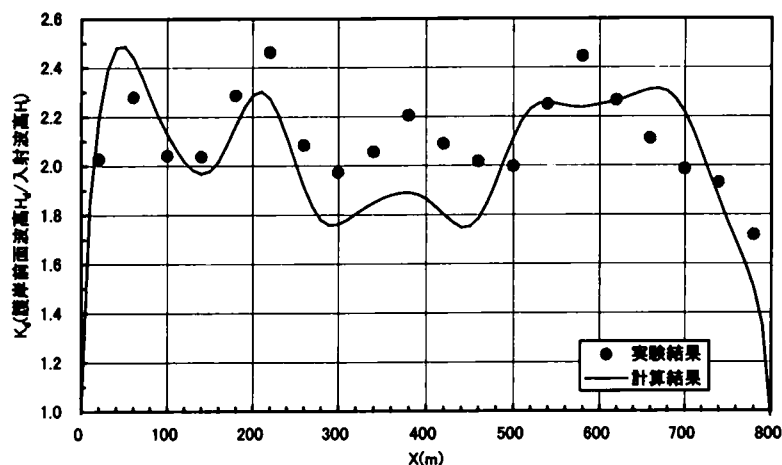
図－3.9 規則波実験の護岸前面波高測定結果($\theta=0^\circ$)



図－3.10 規則波実験の護岸前面波高測定結果($\theta=30^\circ$)



図－3.11 規則波の回折係数の実験結果と計算結果の比較($\theta=0^{\circ}$)



図－3.12 規則波の回折係数の実験結果と計算結果の比較($\theta=30^{\circ}$)

3.3.2 越波流量の計測結果および考察

図－3.13($\theta = 0^{\circ}$)および図－3.14($\theta = 30^{\circ}$)は、規則波実験で得られた越波流量 q の空間分布を示したものである。規則波実験では、造波を開始してから5～7波の連続3波の越波量を計測しているため、ここではそれを波数(3波)で除した1波あたりの越波量を算出し、それを入射波の周期 $T (=15.0\text{s})$ で除したものを越波流量 q としている。

これらによると、越波流量 q は各回の試行ごとのバラツキは少ないが、空間分布はかなり大きく変動していることがわかる。しかし、これらは、図－3.9 および図－3.10 に示す護岸前面波高 H_d の空間分布にほぼ対応した分布を示している。このことから、この実験で得られた越波流量 q の空間分布の変動の原因は、護岸前面波高が変動しているためと考えられる。なお、3.5で述べる越

波排水路内の水位計算については、この越波流量の計測結果をそのまま与えている。

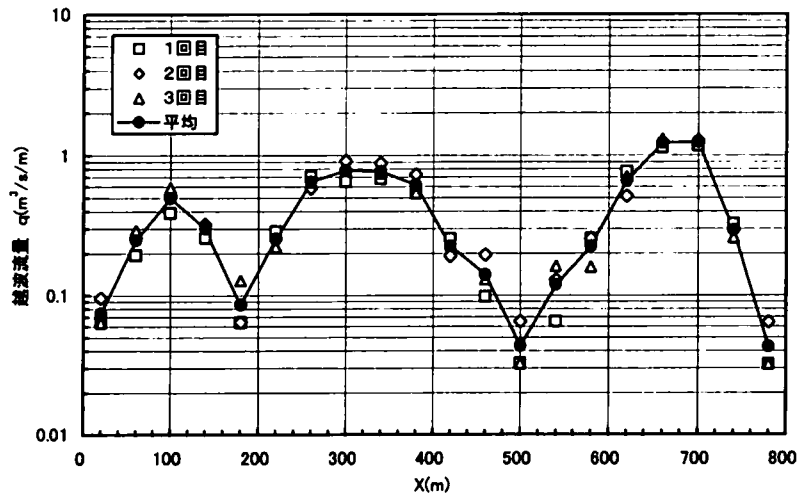


図-3.13 規則波実験の越波流量測定結果($\theta=0^\circ$)

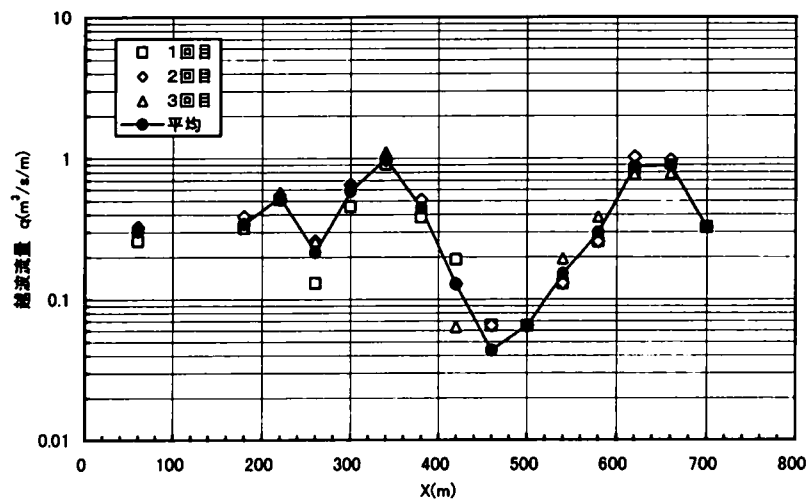


図-3.14 規則波実験の越波量計測結果($\theta=30^\circ$)

実験では、護岸の設置水深 h および護岸天端高 h_c は一定として実験を行っている。したがって、これらの影響を考慮した越波流量の変化については、本実験結果からは議論できない。しかしながら、護岸前面波高は図-3.9 および図-3.10 に示したように各計測点でかなり変化しているため、天端高 h_c と護岸前面波高 H_d の比で表す相対天端高の影響はある程度議論できるものと考えられる。図-3.15 は、相対天端高 $h_c/(H_d/2)$ と無次元越波流量 $q/(2g(H_d/2)^3)^{1/2}$ 関係を示したものである。また、図中には、入射角別に両者

の近似曲線を最小二乗法により算定した結果も示しており、その回帰式は式(3.1)および式(3.2)のようになる。

$\theta = 0^\circ$ の場合

$$q/\sqrt{2g(H_d/2)^3} = -0.015\ln(h_c/(H_d/2)) + 0.0047 \quad (R=0.856) \quad (3.1)$$

$\theta = 30^\circ$ の場合

$$q/\sqrt{2g(H_d/2)^3} = -0.018\ln(h_c/(H_d/2)) + 0.0044 \quad (R=0.738) \quad (3.2)$$

この図から、相対天端 $h_c/(H_d/2)$ が大きくなれば、急激に無次元越波流量 $q/(2g(H_d/2)^3)^{1/2}$ が小さくなることがわかる。このように、相対天端高が大きくなれば規則波の越波量が急激に低減することは、既往の多くの研究結果と一致している(例えば、吉川ら、1967)。また、波向の影響については、相対天端高が大きく、越波流量が小さい範囲では、護岸に対して斜めに入射している $\theta = 30^\circ$ のほうが、直入射している $\theta = 0^\circ$ よりも越波流量が小さくなっている。このように斜め入射すると規則波の越波量が減少することも、既往の研究結果(例えば、井上ら、1971)と一致している。ただし、相対天端高が小さくなれば、両者の差は小さくなる傾向にある。

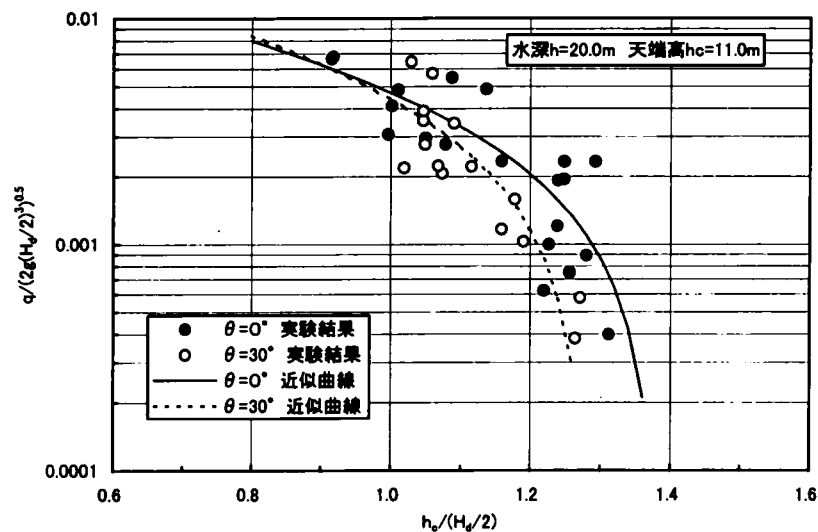


図-3.15 相対天端高と無次元越波流量の関係

3.3.3 越波排水路内における水位変動の計測結果および考察

規則波実験の越波排水路内の水位の計測は、造波開始してから5～7波の連続3波(約45秒間)を越波排水路内に流入させ、越波流入時およびその後の水位の変化をビデオ撮影し、時間ピッチ1秒(模型値)で水位の変化を読みとることによって行った。なお、規則波実験での水路幅 B は、10m(模型値10cm)である。

図-3.16は、図-3.3に示したNo.1～No.8の8地点で計測した越波排水路内の水位変化を入射角 $\theta = 0^\circ$ (直入射)の場合について示したものである。この図の横軸 $t = 0s$ は、造波開始してから5波目が到達した瞬間を示している。

この図から、 $\theta = 0^\circ$ とした場合の越波排水路内の水位変化の特徴を整理すると以下のようなものである。

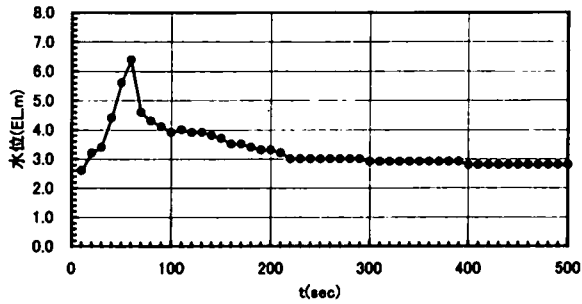
- ①上流の測点(No.1およびNo.2)では、越波が流入すると急激に水位が上昇し、越波の流入が終わった直後の $t = 50s$ 程度で最高水位となる。
- ②下流の測点に行くにしたがって、急激な水位の上昇は小さくなり、最高水位も上流に比べて小さくなる。
- ③下流に行くにしたがって、最高水位が現れる時間が遅くなる。これは、上流では流入した越波水によって瞬間的に水位が高くなるが、下流では上流から流下してくる越波水によって水位が高くなり、流下するまでに時間がかかるためと考えられる。

図-3.17は、入射角 $\theta = 30^\circ$ (斜め入射)とした場合の越波排水路内の水位変化を図-3.16と同様に示したものである。この図の横軸 $t = 0s$ は、造波開始してから5波目が上流端($X = 800m$)に到達した瞬間を示している。

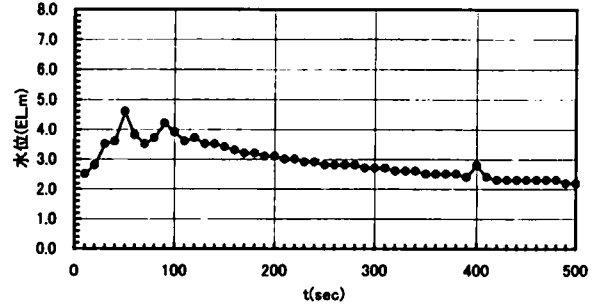
この図から、 $\theta = 30^\circ$ とした場合の越波排水路内の水位変化の特徴を整理すると以下のようなものである。

- ① $\theta = 30^\circ$ とした場合の各計測点の最高水位を $\theta = 0^\circ$ と比較すると、 $\theta = 30^\circ$ のほうが低くなっている。特に、計測点がNo.1およびNo.2の上流で両者の差が大きい。これは、図-3.13および図-3.14の越波流量の空間分布からもわかるように、斜め入射した $\theta = 30^\circ$ のほうが越波流量が小さくなるためである。
- ② $\theta = 0^\circ$ の場合には、 $t = 0s$ からどの計測点でも水位が上昇を開始するのに対し、 $\theta = 30^\circ$ の場合には水位が上昇を開始するのに時間差が生じ、下流のほうが水位の上昇を開始する時間が遅くなる。これは、斜め入射した場合には、位相差により越波の時間遅れが生じるためであると考えられる。
- ③ $\theta = 30^\circ$ とした場合にも、 $\theta = 0^\circ$ とした場合と同様に、下流に行くにしたがって最高水位が現れる時間が遅くなるが、 $\theta = 30^\circ$ とした場合のほうが最高水位が現れる時間が遅くなる。これについても、斜め入射した場合、

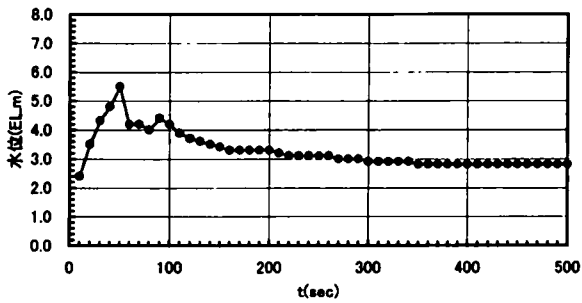
越波の時間遅れが生じていることが原因しているものと考えられる。



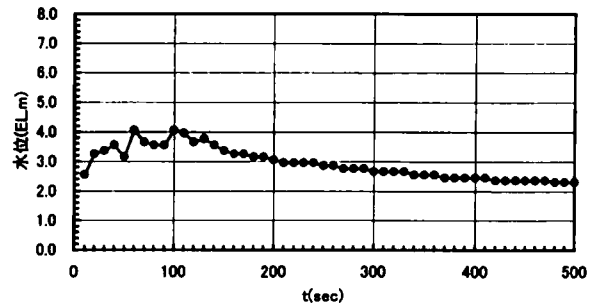
(1)測点No.1(X=750m,水路敷EL+2.5m)



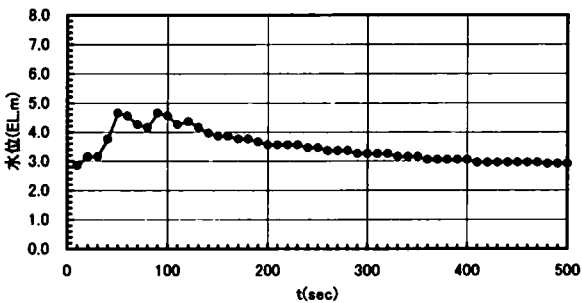
(5)測点No.5(X=350,水路敷EL+1.7m)



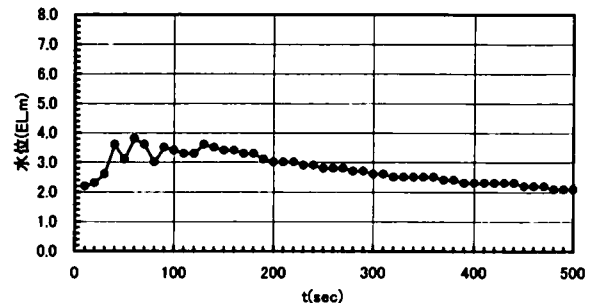
(2)測点No.2(X=650m,水路敷EL+2.3m)



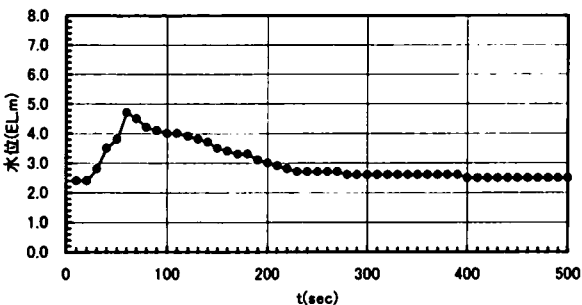
(6)測点No.6(X=250m,水路敷EL+1.5m)



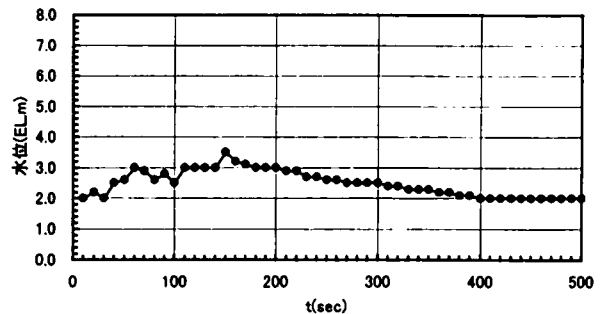
(3)測点No.3(X=550m,水路敷EL+2.1m)



(7)測点No.7(X=150m,水路敷EL+1.3m)

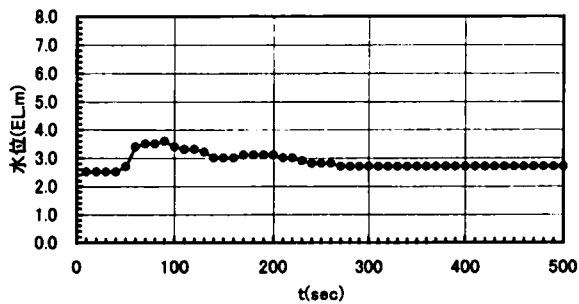


(4)測点No.4(X=450m,水路敷EL+1.9m)

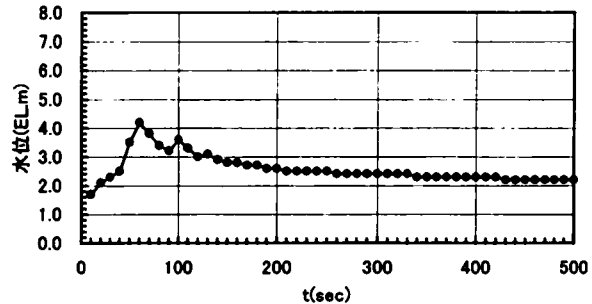


(8)測点No.8(X=50m,水路敷EL+1.1m)

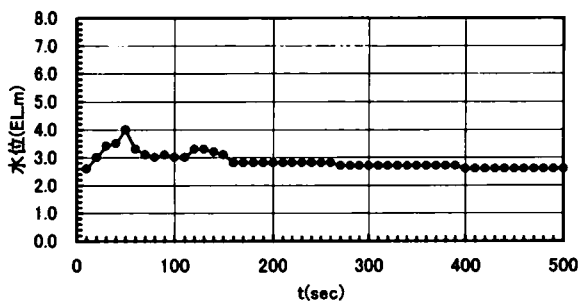
図-3.16 規則波実験の越波排水路内の水位変化計測結果($\theta = 0^\circ$)



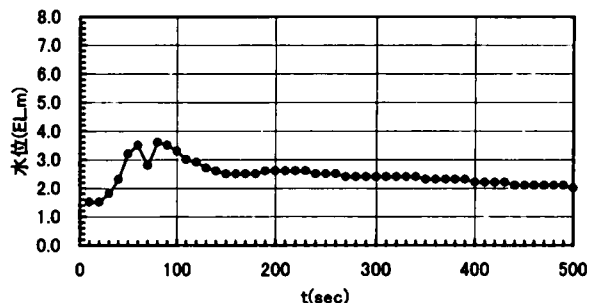
(1) 測点No.1(X=750m,水路敷EL+2.5m)



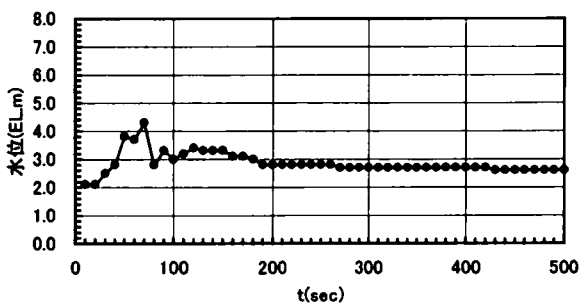
(5) 測点No.5(X=350m,水路敷EL+1.7m)



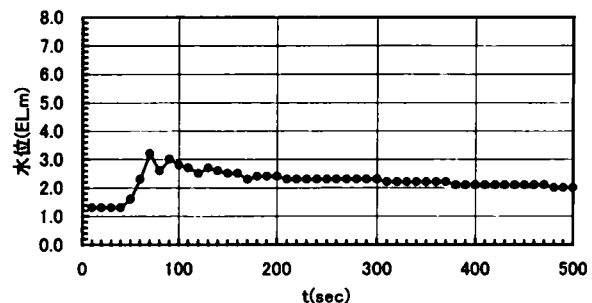
(2) 測点No.2(X=650m,水路敷EL+2.3m)



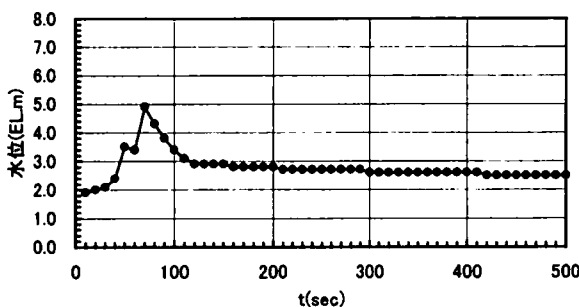
(6) 測点No.6(X=250m,水路敷EL+1.5m)



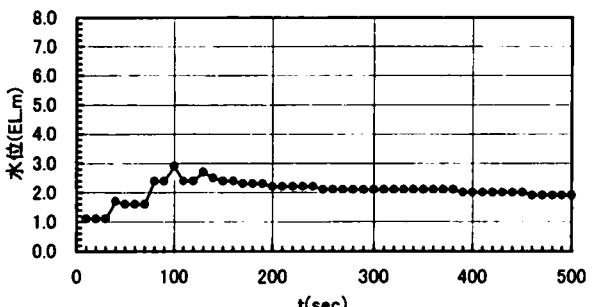
(3) 測点No.3(X=550m,水路敷EL+2.1m)



(7) 測点No.7(X=150m,水路敷EL+1.3m)



(4) 測点No.4(X=450m,水路敷EL+1.9m)



(8) 測点No.8(X=50m,水路敷EL+1.1m)

図-3.17 規則波実験の越波排水路内の水位変化計測結果($\theta=30^\circ$)

3.4 不規則波実験の結果および考察

3.4.1 入射波高および護岸前面波高の計測結果および考察

(1) 入射波高

図-3.18 および図-3.19 は、護岸への入射角 θ がそれぞれ 0° (直入射) および 30° (斜め入射) とした場合の不規則波実験の入射波高 $H_{1/3i}$ の空間分布を示したものである。ここで言う入射波高 $H_{1/3i}$ とは、護岸模型がない状態での護岸位置 (20 地点) で計測した水位計測結果から Zero-up-Cross 法により算定した有義波高である。

不規則波実験の目標入射波高としては、表-3.2 に示すように 9 m としたが、

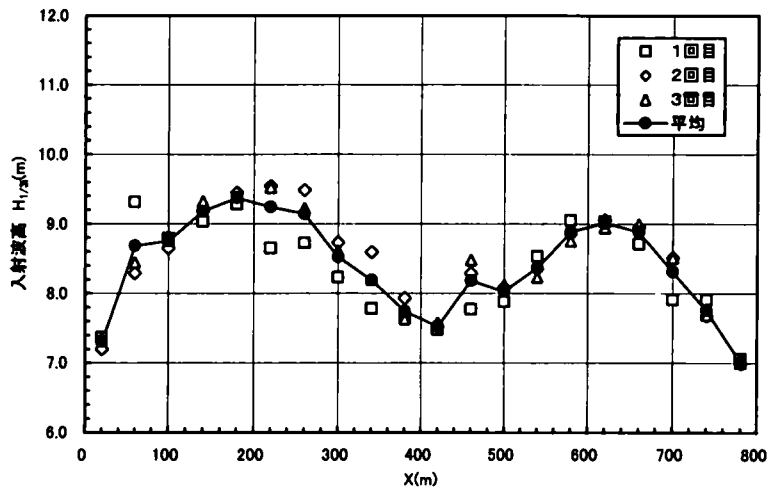


図-3.18 不規則波実験の入射波高測定結果 ($\theta = 0^\circ$)

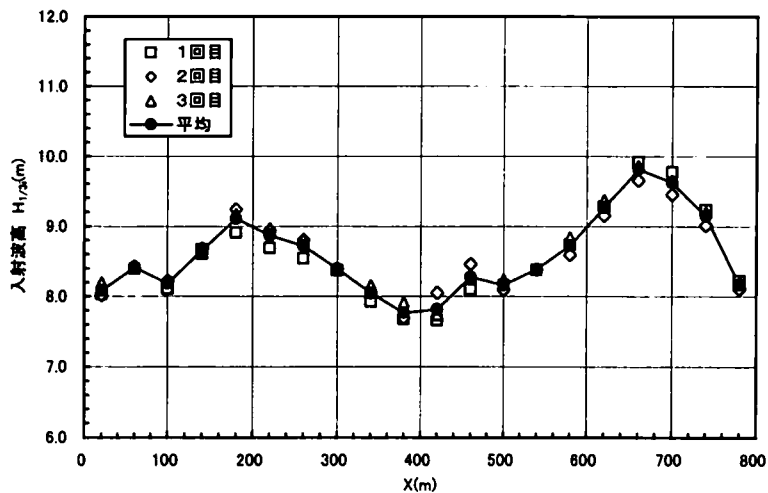


図-3.19 不規則波実験の入射波高測定結果 ($\theta = 30^\circ$)

実際にはこれらの図に示すように、 $\theta = 0^\circ$ および $\theta = 30^\circ$ とともに護岸への入射波高 $H_{1/3i}$ は、3.3.1 で示した規則波実験と同じ理由で、一様ではなくかなり変動している。しかしながら、本研究の目的は、越波排水路内に越波水が流入した場合の水位等の挙動を把握することであることから、不規則波実験においても、この入射波高の変動の補正は行わなかった。

(2) 護岸前面波高

図-3.20 ($\theta = 0^\circ$) および 図-3.21 ($\theta = 30^\circ$) は、不規則波実験で得られた護岸前面波高(重複波高) $H_{1/3d}$ の空間分布を示したものである。これによると、各回の試行ごとのバラツキは少ないものの、護岸沿いの前面波高 $H_{1/3d}$ の空間分布は(1)で述べた入射波高と同様にかかなり変動している。

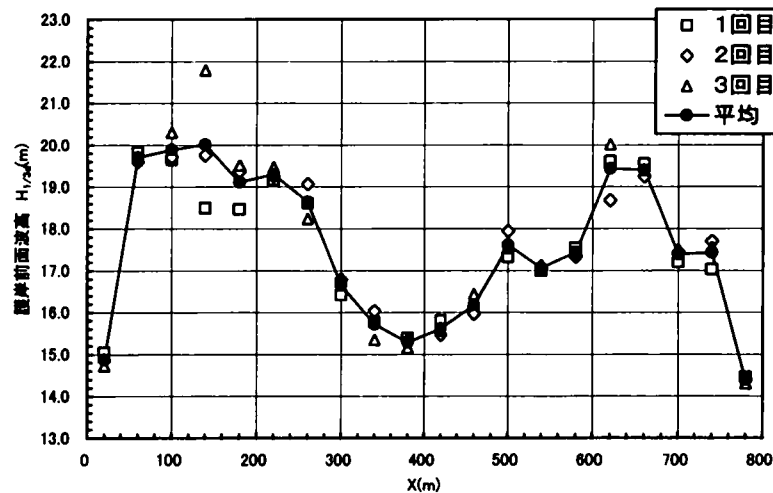


図-3.20 不規則波実験の護岸前面波高測定結果($\theta = 0^\circ$)

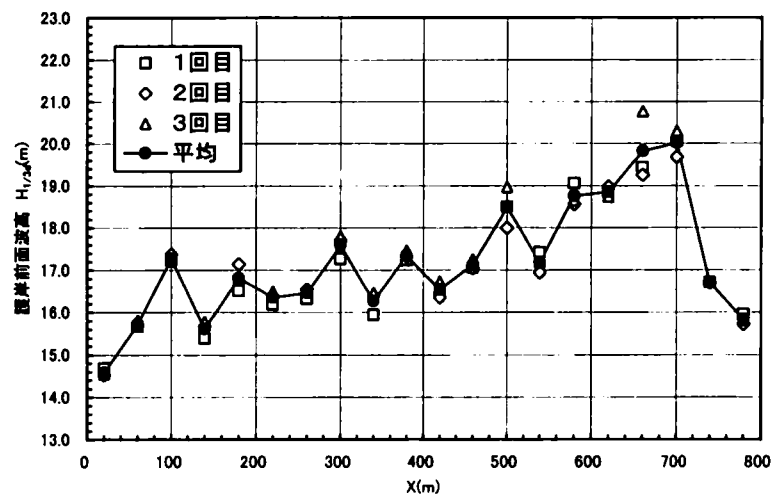


図-3.21 不規則波実験の護岸前面波高測定結果($\theta = 30^\circ$)

不規則波においても、規則波と同様に護岸の両端から回折散乱波が発生して護岸前面の波高分布は一様でなくなることが知られている（例えば、伊藤ら，1971）。したがって、これらの図で示した波高分布には、(1)で示した入射波高の変動の他に、この回折散乱波の影響が含まれているものと考えられる。そこで、回折散乱波の影響がどの程度現れ、それが既往の算定方法と比較してどの程度一致しているかを評価するため、以下のような検討を行った。

すなわち、実験結果から得られる回折係数 K_d を護岸前面波高 $H_{1/3d}$ / 入射波高 $H_{1/3i}$ とし、それを計算で求めた不規則波の回折係数と比較した。その場合、不規則波の回折係数 $(K_d)_{eff}$ は、成分波（規則波）をエネルギー合成する式 (3.3) に基づいて算定した。図-3.22 ($\theta = 0^\circ$) および図-3.23 ($\theta = 30^\circ$) は、このようにして不規則波の回折係数を実験結果と計算結果を比較したものである。

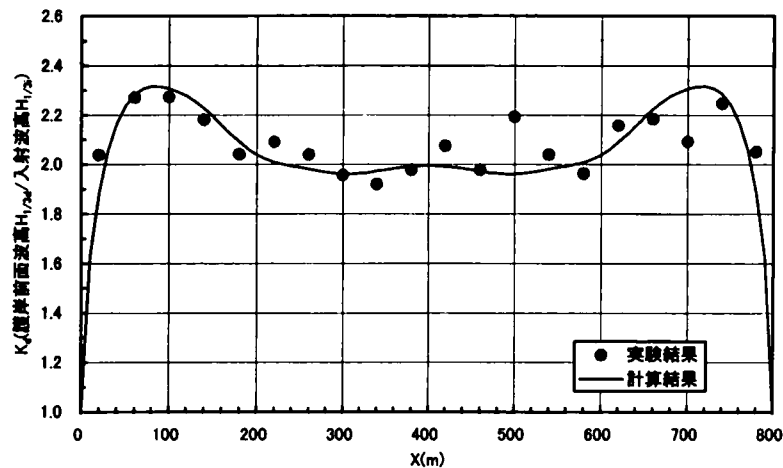


図-3.22 不規則波の回折係数の実験結果と計算結果の比較($\theta = 0^\circ$)

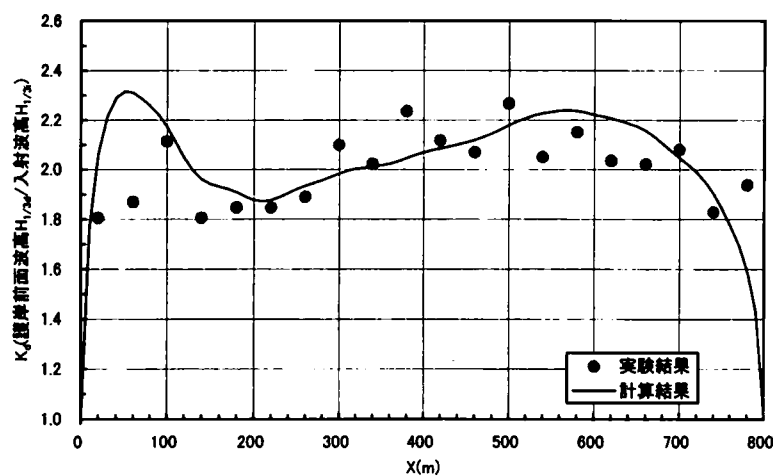


図-3.23 不規則波の回折係数の実験結果と計算結果の比較($\theta = 30^\circ$)

$$(K_d)_{eff} = \left[\frac{1}{m_0} \int_0^\infty \int_{-\pi/2}^{\pi/2} K_d^2(f, \theta) S(f, \theta) d\theta df \right]^{1/2} \quad (3.3)$$

$$m_0 = \int_0^\infty \int_{-\pi/2}^{\pi/2} S(f, \theta) d\theta df \quad (3.4)$$

ここに、 $(K_d)_{eff}$ は不規則波の回折係数、 $K_d(f, \theta)$ は成分波の回折係数(規則波の回折係数であり、3.3.1で示した合田らの近似解で算定した)、 m_0 はスペクトルの積分値、 $S(f, \theta)$ は方向スペクトルであり、ここでは単一方向不規則波で取り扱うものとし、周波数スペクトルとして改良 Bretschneider・光易スペクトルを用いた。

この結果、 $\theta = 0^\circ$ および $\theta = 30^\circ$ とも、若干のバラツキがあるものの、全体的な傾向としては実験結果と計算結果は概ね一致していることがわかる。このことから、本実験で得られた護岸前面波高 $H_{1/3d}$ においても、護岸両端からの回折散乱波の影響が現れていることが確認できる。ただし、図-3.22の $\theta = 0^\circ$ と図-3.23の $\theta = 30^\circ$ を比較すると、 $\theta = 30^\circ$ のほうが $\theta = 0^\circ$ に比べて計算結果との適合度がわるい。これは、 $\theta = 30^\circ$ では、護岸模型を造波機に斜めに設置しているため、護岸模型からの反射波が水槽壁に入射し、そこから再反射され多重反射波の影響が大きく現れるためと考えられる。

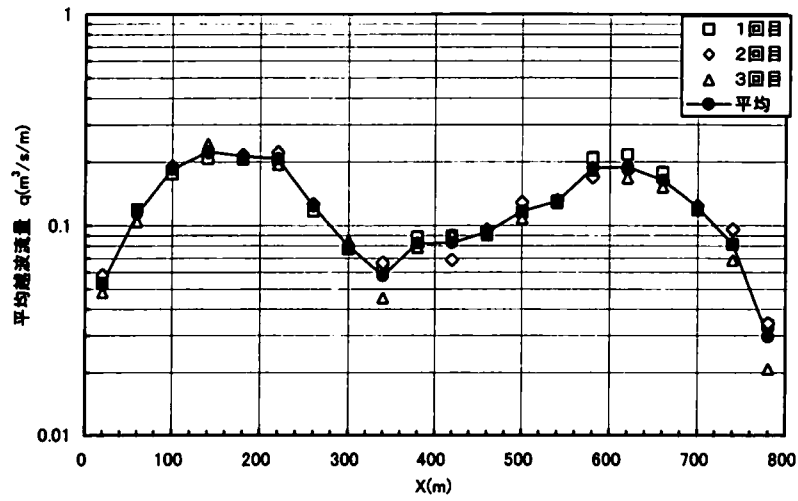
3.4.2 越波流量の計測結果および考察

(1) 平均越波流量

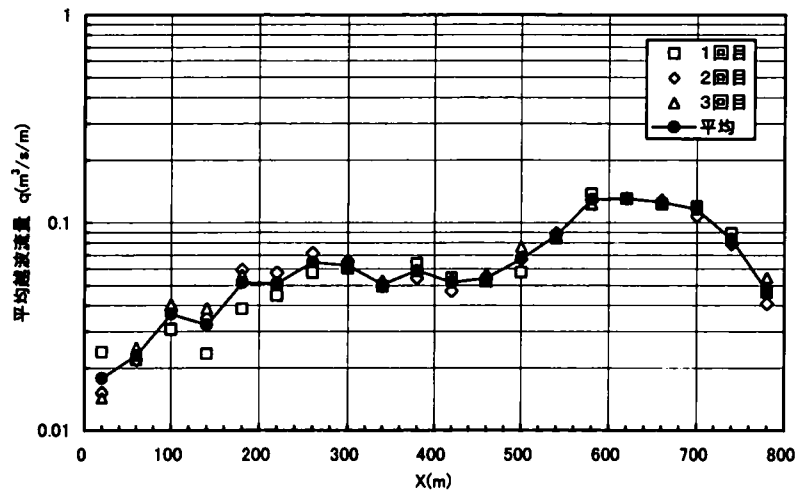
図-3.24($\theta = 0^\circ$)および図-3.25($\theta = 30^\circ$)は、不規則波実験で得られた平均越波流量 q の空間分布を示したものである。ここで言う平均越波流量とは、各越波升の1時間(模型上6分間)の総越波量を越波の計測時間(3600 s)で除し、それを単位幅あたりに換算したものである。

これらによると、平均越波流量 q は各回の試行ごとのバラツキは少ないが、空間分布はかなり大きく変動していることがわかる。しかし、これらは、図-3.20および図-3.21に示す護岸前面波高 $H_{1/3d}$ の空間分布にほぼ対応した分布を示している。このことから、不規則波実験の平均越波流量 q の空間分布の変動の原因も、護岸前面波高 $H_{1/3d}$ が大きく影響しているものと考えられる。

図-3.26は、相対天端高 $h_c/(H_{1/3d}/2)$ と無次元平均越波流量 $q/(2g(H_{1/3d}/2)^3)^{1/2}$ の関係を、規則波実験の結果図-3.15と同様に示したものである。また、図中には、入射角別に両者の近似曲線を求めた結果も示しており、その回帰式は式(3.5)および式(3.6)のようになる。



図－3.24 不規則波実験の平均越波流量の空間分布($\theta = 0^\circ$)



図－3.25 不規則波実験の平均越波流量の空間分布($\theta = 30^\circ$)

$\theta = 0^\circ$ の場合

$$q / \sqrt{2g(H_{1/3d}/2)^3} = -0.0027 \ln(h_c / (H_{1/3d}/2)) + 0.0017 \quad (R = 0.744) \quad (3.5)$$

$\theta = 30^\circ$ の場合

$$q / \sqrt{2g(H_{1/3d}/2)^3} = -0.0026 \ln(h_c / (H_{1/3d}/2)) + 0.0012 \quad (R = 0.819) \quad (3.6)$$

この図から、相対天端 $h_c / (H_{1/3d}/2)$ が大きくなれば、無次元平均越波流量 $q / (2g(H_{1/3d}/2)^3)^{1/2}$ が小さくなることがわかる。このように、相対天端高が大きくなれば平均越波流量が低減することは、既往の多くの研究結果と一致して

いる(例えば, 合田ら, 1975)。また, 波向の影響については, 相対天端高が大きく, 越波流量が小さい範囲では, 護岸に対して斜めに入射している $\theta = 30^\circ$ の斜め入射のほうが, $\theta = 0^\circ$ も直入射よりも越波流量が小さくなっている。このように斜め入射すると不規則波の平均越波流量が減少することも, 既往の研究結果(例えば, 高山ら, 1984)と一致している。

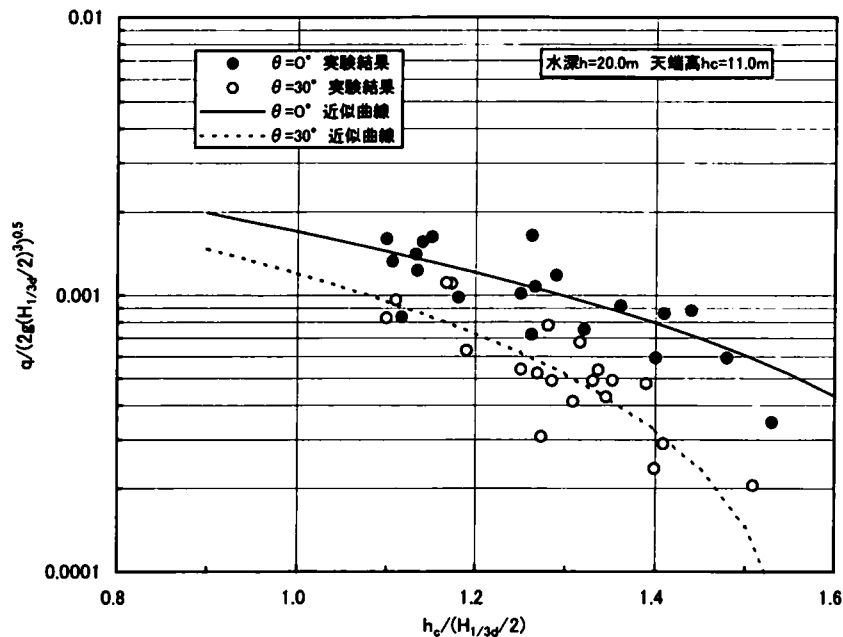
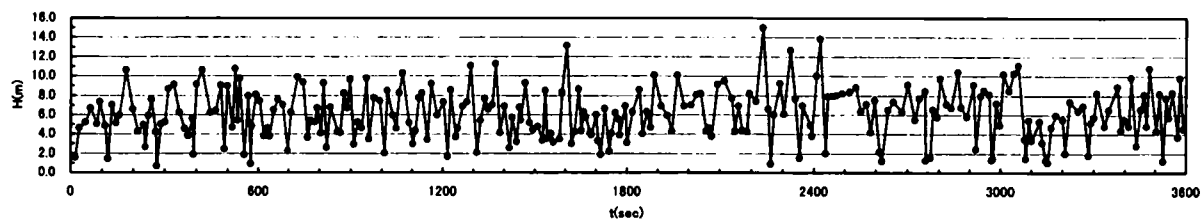


図-3.26 相対天端高と無次元平均越波流量の関係

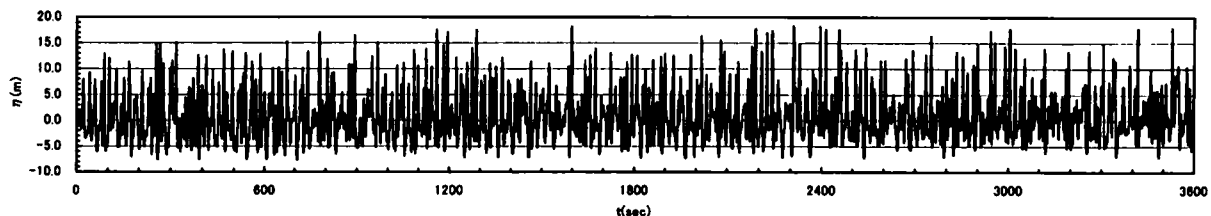
(2) 1 波ごとの越波流量の計測結果

図-3.27($\theta = 0^\circ$)および図-3.28($\theta = 30^\circ$)は, 1 波ごとの越波流量の計測結果の代表例として, $X=660\text{m}$ 地点の時系列変化を, 進行波の波高の時系列変化および護岸前面の水位(重複波)の時系列変化と併せて示したものである。また, この図中には, 平均越波流量 q および最大越波流量 q_{\max} (1 時間内で最大となる 1 波の越波流量)も示している。なお, ここで言う 1 波ごとの越波流量とは, 3.2.2 で示した方法により計測した 1 波ごとの越波量を入射波の有義波周期 $T_{1/3}$ ($=15.5\text{ s}$) で除したものである。

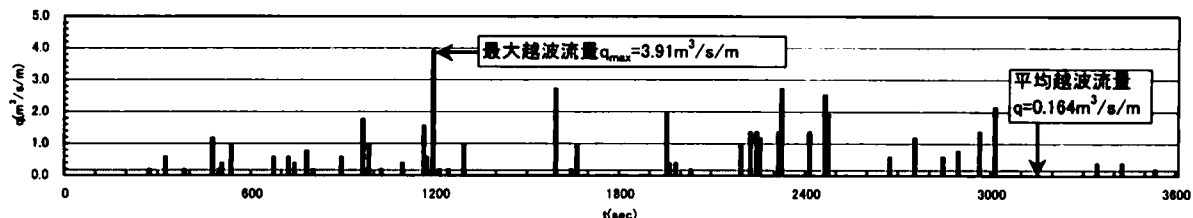
これらによると, 越波する波は, 図-3.27 の $\theta = 0^\circ$ の場合, 全入射波数 265 波中 48 波(越波率 18.1%), 図-3.28 の $\theta = 30^\circ$ の場合, 全入射波数 263 波中 31 波(越波率 11.8%)であり, ほとんどの越波は平均越波流量 q よりも大きくなることがわかる。この結果から, 今回実験を行った条件では, 平均越波流量は不規則波群のわずか十数%の波によって決定しており, 越波していない波のほうが多くなることがわかる。なお, この結果は, ここに図示していない越波升についても同様の結果である。



(1)入射波高の時系列変化

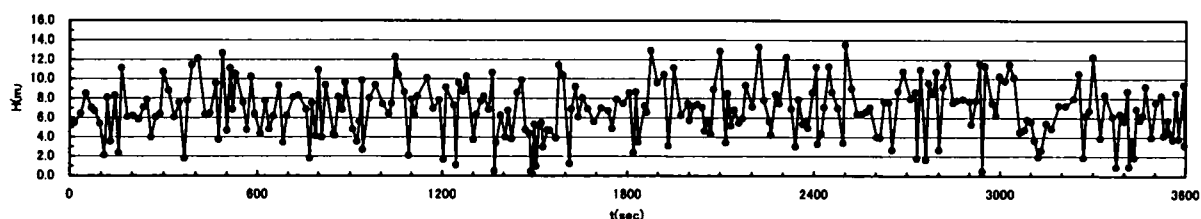


(2)護岸前面における重複波の水位の時系列変化

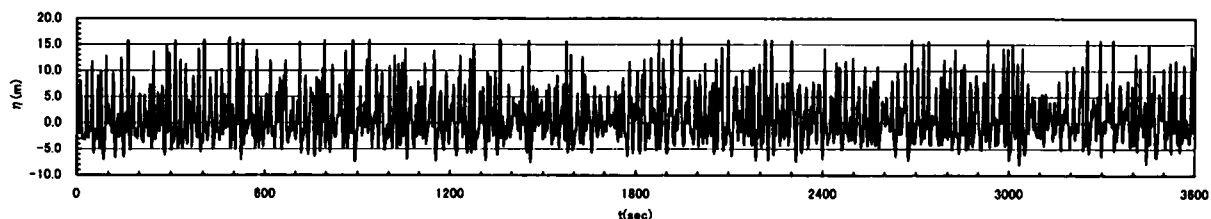


(3)越波流量の時系列変化

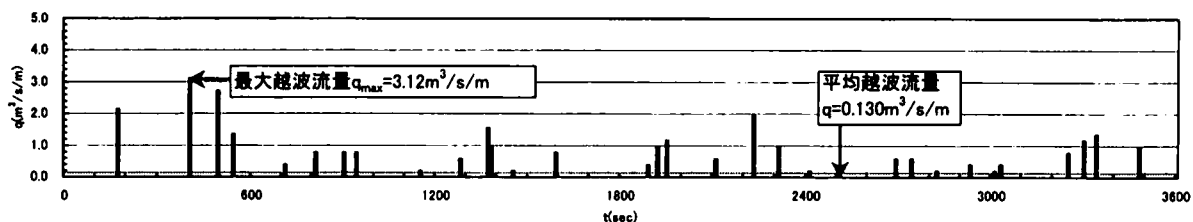
図-3.27 1波ごとの越波流量の計測例($\theta = 0^\circ$, $X=660\text{m}$)



(1)入射波高の時系列変化



(2)護岸前面における重複波の水位の時系列変化



(3)越波流量の時系列変化

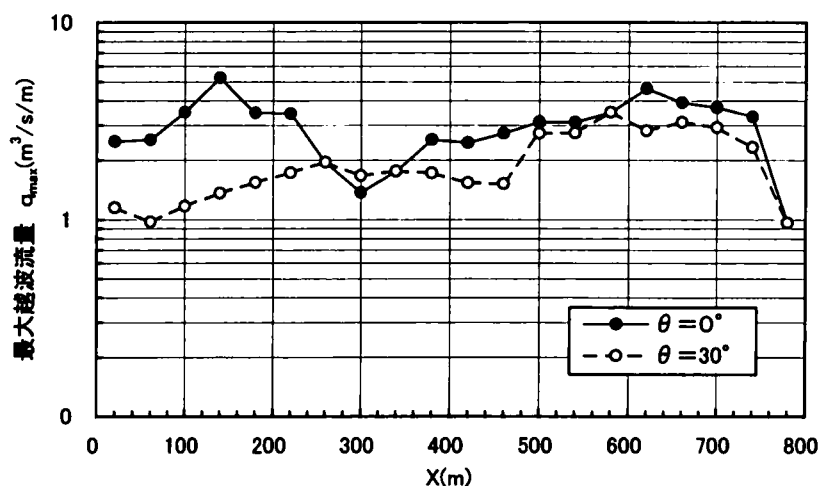
図-3.28 1波ごとの越波流量の計測例($\theta = 30^\circ$, $X=660\text{m}$)

本実験では、図－3.2に示すように越波升を40mピッチ(模型値40cmピッチ)で20個設置して越波流量を計測している。したがって、図－3.27あるいは図－3.28のような結果が、護岸法線方向に20個得られることになる。3.5で述べる不規則波の越波排水路内の水位計算においては、この1波ごとの越波流量を40mピッチで与えるものとする。

(3) 最大越波流量

図－3.29は、各越波升で計測した1時間(模型値6分間)の最大越波流量 q_{max} の空間分布を、 $\theta = 0^\circ$ と $\theta = 30^\circ$ を併せて示したものである。

この最大越波流量 q_{max} の空間分布についても、図－3.24および図－3.25で示した平均越波流量 q の空間分布と同様にかなり大きく変動している。



図－3.29 不規則波実験の最大越波流量の空間分布

(4) 平均越波流量と最大越波流量の関係

図－3.30は、最大越波流量 q_{max} と平均越波流量 q との比 q_{max}/q の空間分布を示したものである。これらの図から、今回実験を行った範囲では、 $\theta = 0^\circ$ の場合には、最大越波流量 q_{max} は平均越波流量 q の約16～47倍、 $\theta = 30^\circ$ の場合には、最大越波流量 q_{max} は平均越波流量 q の約20～66倍となり大きく変動する。しかしながら、この q_{max}/q の空間分布を図－3.24および図－3.25に示した平均越波流量 q の空間分布と対応させて見ると、平均越波流量 q が小さいところで q_{max}/q が大きくなる傾向にあることがわかる。

そこで、両者の間には何らかの相関があると考え、無次元平均越波流量 q_* と q_{max}/q の関係をプロットしたものが図－3.31である。これを見ると、若干のバラツキがあるものの q_* と q_{max}/q にはある程度の相関があり、明らかに

q が大きくなる q_{\max}/q は小さくなる傾向にある。また、両者の関係は、護岸への入射角に関係がなく一つの近似曲線で表されるようである。そこで、護岸への入射角で分けないで、回帰式を求めると式(3.7)のようになる。

$$q_{\max}/q = 1.53q_*^{-0.40} \quad (R = 0.716) \quad (3.7)$$

$$q_* = q / \sqrt{2g(H_{1/3d}/2)^3} \quad (\text{無次元平均越波流量})$$

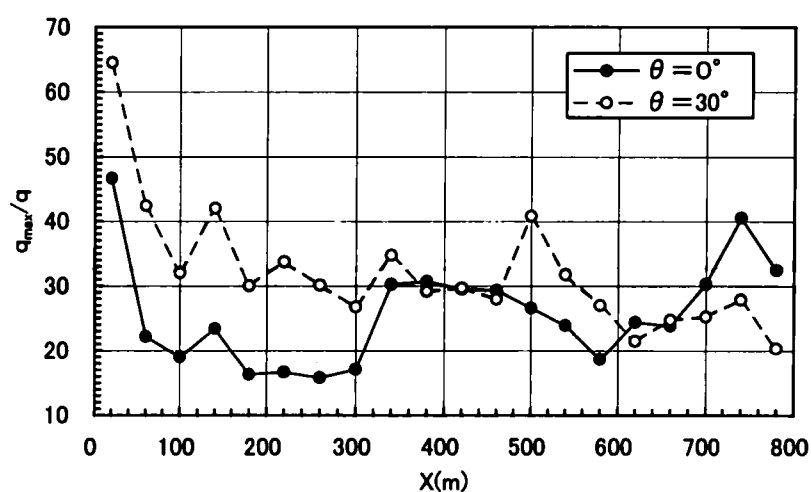


図-3.30 q_{\max}/q の空間分布

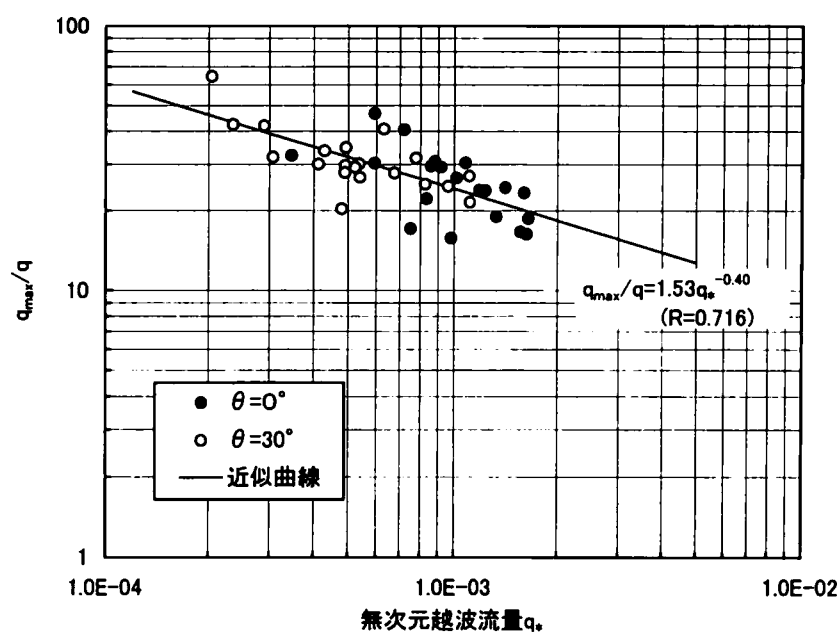


図-3.31 無次元平均越波流量 q_* と q_{\max}/q の関係

この関係を用いると、無次元平均越波流量 q_a から最大越波流量 q_{max} をある程度の精度で推定することが可能となり、越波排水路の排水能力を評価する場合の越波出現モデル等の検討に活用することが可能であると考えられる。

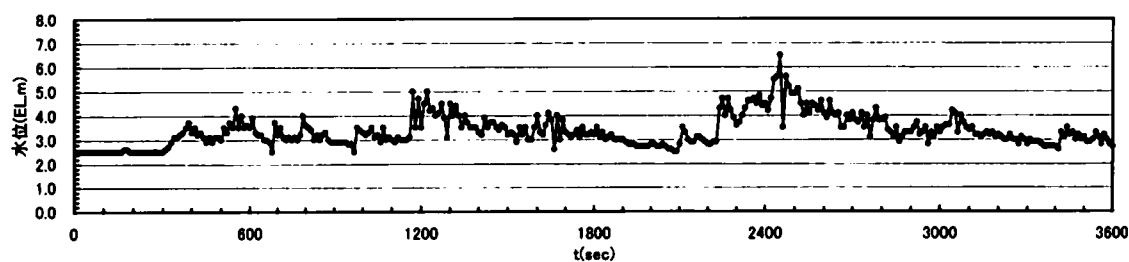
3.4.3 越波排水路内の水位の計測結果および考察

不規則波実験の越波排水路内の水位計測は、造波開始から1時間(模型上6分間)についてビデオ撮影し、1秒ピッチ(模型値)で水位の変化を読みとることによって行った。図-3.32($\theta = 0^\circ$)および図-3.33($\theta = 30^\circ$)は、図-3.3に示す No. 1 ~ No. 8 の8地点で計測した越波排水路内の水位の時系列変化を示したものである。これらの図の横軸 $t = 0s$ は、造波を開始した時間である。なお、不規則波実験での排水路幅 B は 30m (模型値 30cm) である。

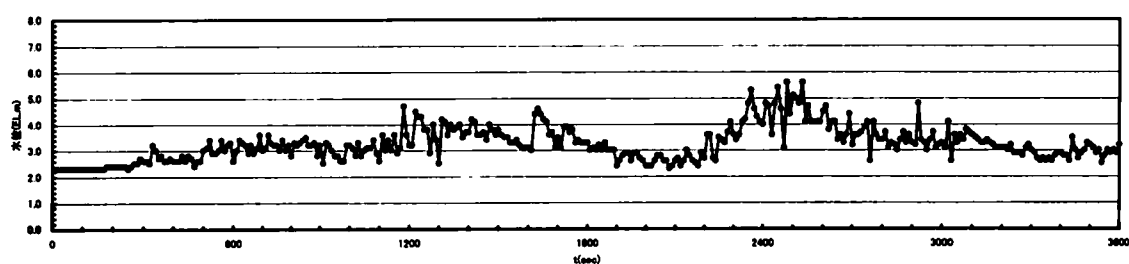
これらの図から、不規則波実験での越波排水路内の水位変化の特徴を整理すると以下のようなものである。

- ① $\theta = 0^\circ$ (直入射) と $\theta = 30^\circ$ (斜め入射) を比較すると、 $\theta = 0^\circ$ のほうが明らかに水位が高くなる。これは、図-3.24 および図-3.25 に示すように、越波排水路内に越波流量が $\theta = 0^\circ$ のほうが大きいためである。
- ② $\theta = 30^\circ$ では比較的なめらかに水位が変化を示しているのに対し、 $\theta = 0^\circ$ では短時間の水位変化(水面変動)が大きくなる傾向にある。これは、 $\theta = 0^\circ$ のほうが越波流量が大きいため、越波排水路内に越波流入する際の水面変動が大きくなったものと考えられる。
- ③ これらの水位の時系列変化と図-3.27 および図-3.28 に示した1波ごとの越波流量の時系列変化を対比して見ると、 $\theta = 0^\circ$ および $\theta = 30^\circ$ とともに1波ごとの越波が大きい波が連なった時間帯で水位が上昇していることがわかる。
- ④ 上流と下流の水位を比較すると、 $\theta = 0^\circ$ および $\theta = 30^\circ$ とともに下流のほうが水位が低くなる傾向にある。

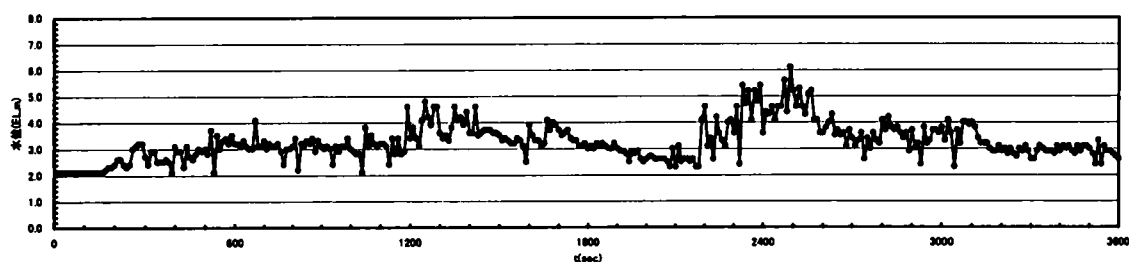
なお、この越波排水路内の水位計測結果については、3.5 で計算結果と比較して詳細に考察するものとする。



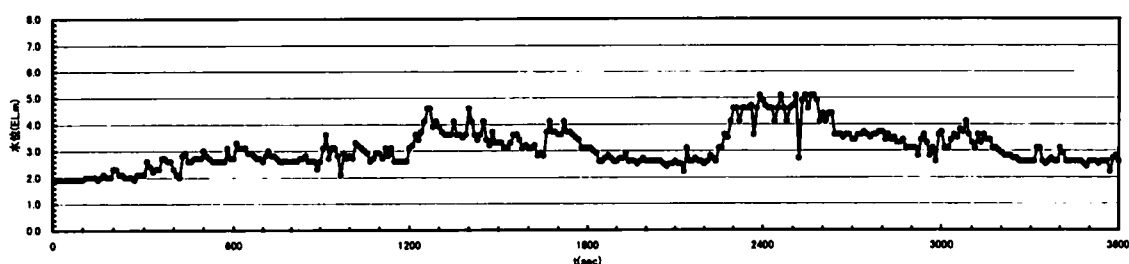
(1)測点No.1(X=750m,水路敷EL+2.5m)



(2)測点No.2(X=650m,水路敷EL+2.3m)

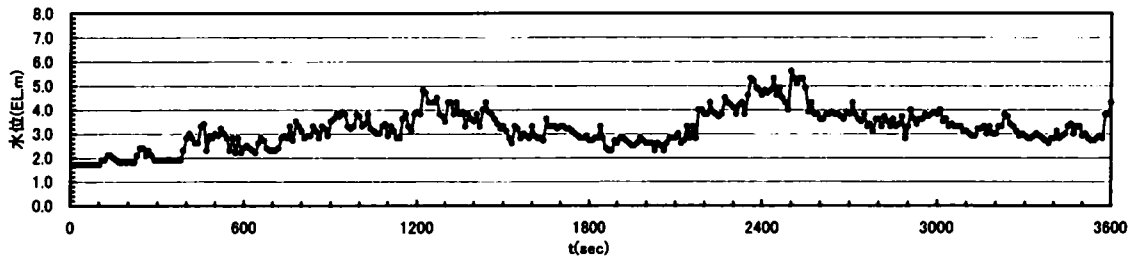


(3)測点No.3(X=550m,水路敷EL+2.1m)

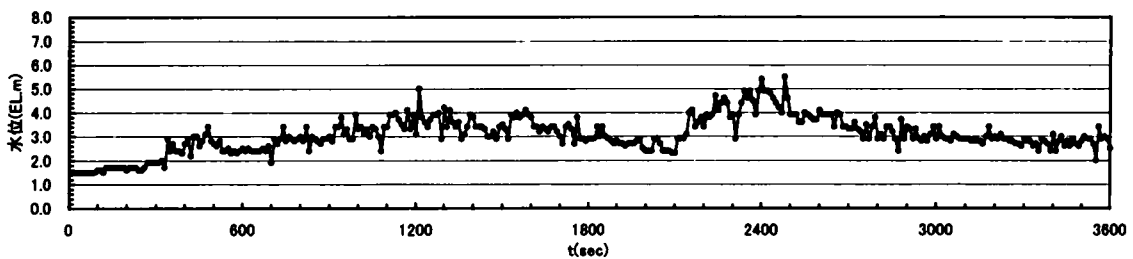


(4)測点No.4(X=450m,水路敷EL+1.9m)

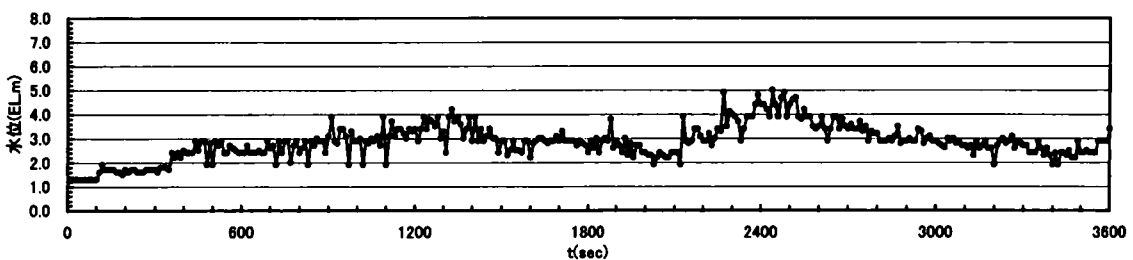
図一3.32(1) 不規則波実験の越波排水路内の水位変動測定結果($\theta=0^\circ$)



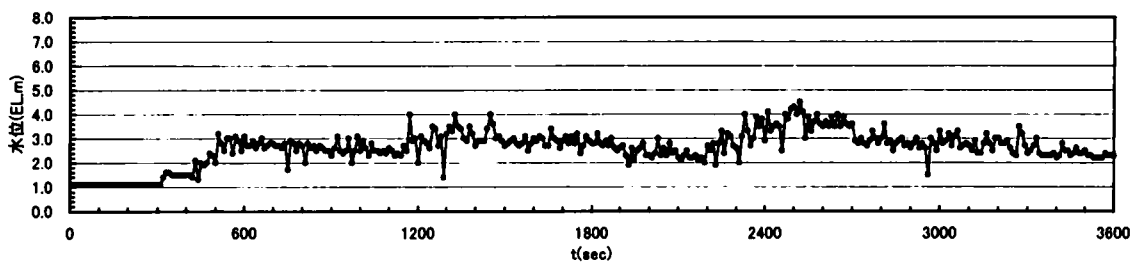
(5)測点No.5(X=350m,水路敷EL+1.7m)



(6)測点No.6(X=250m,水路敷EL+1.5m)

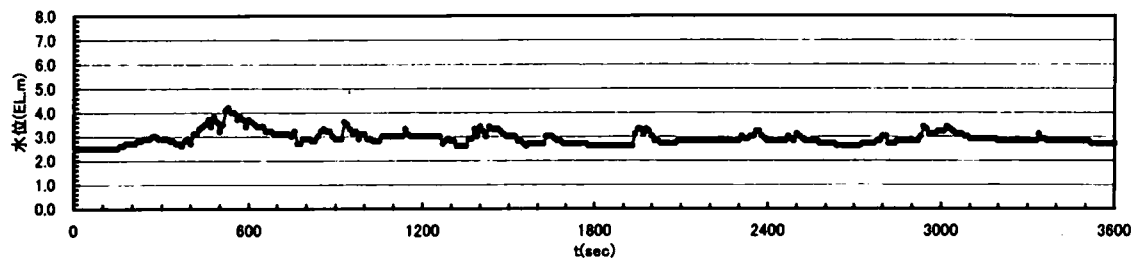


(7)測点No.7(X=150m,水路敷EL+1.3m)

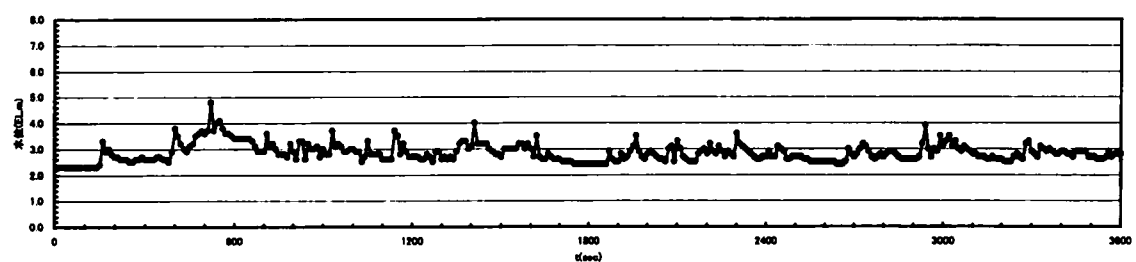


(8)測点No.8(X=50m,水路敷EL+1.1m)

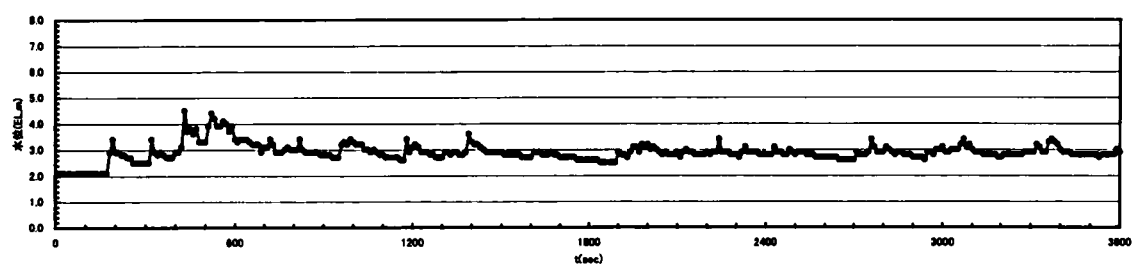
図－3.32(2) 不規則波実験の越波排水路内の水位変動測定結果($\theta = 0^\circ$)



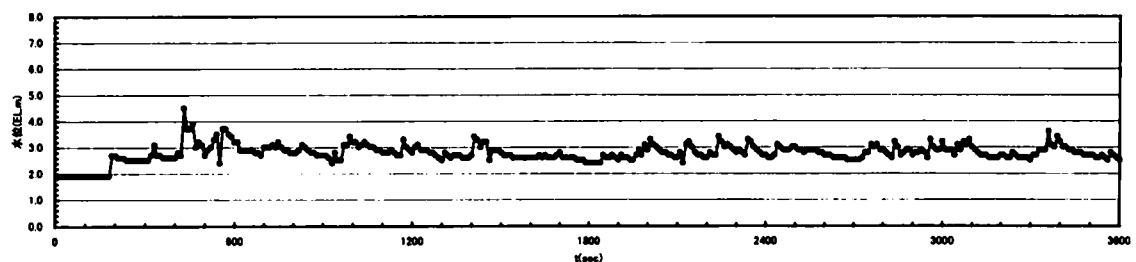
(1)測点No.1(X=750m,水路敷EL+2.5m)



(2)測点No.2(X=650m,水路敷EL+2.3m)

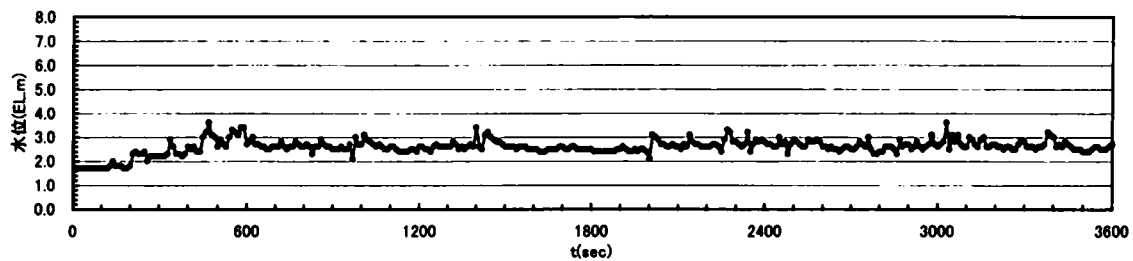


(3)測点No.3(X=550m,水路敷EL+2.1m)

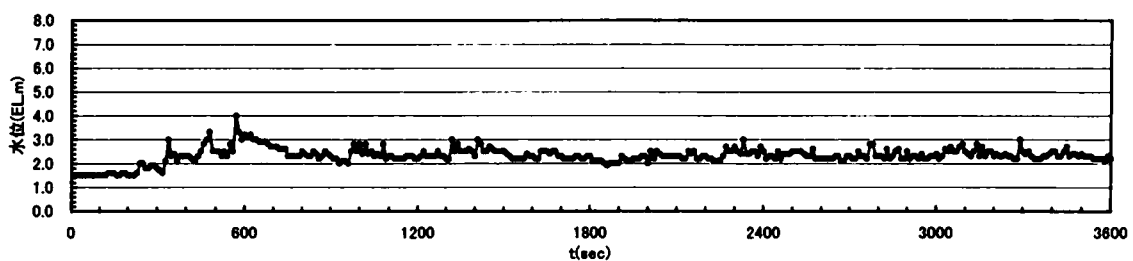


(4)測点No.4(X=450m,水路敷EL+1.9m)

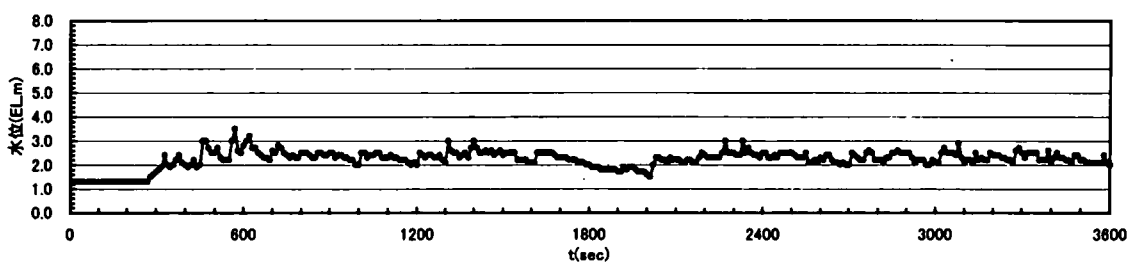
図－3.33(1) 不規則波実験の越波排水路内の水位変動測定結果($\theta=30^\circ$)



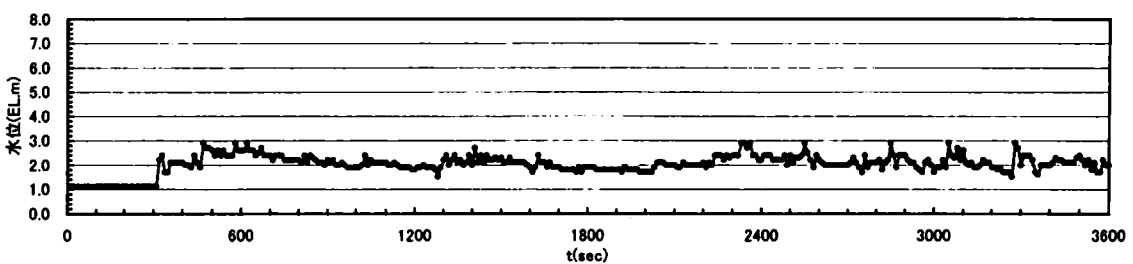
(5)測点No.5(X=350m,水路敷EL+1.7m)



(6)測点No.6(X=250m,水路敷EL+1.5m)



(7)測点No.7(X=150m,水路敷EL+1.3m)



(8)測点No.8(X=50m,水路敷EL+1.1m)

図-3.33(2) 不規則波実験の越波排水路内の水位変動測定結果($\theta = 30^\circ$)

3.5 越波排水路内の水位の計算法と計算条件

3.5.1 計算手法および計算方法

(1) 基礎式

越波排水路内の水位計算は、越波を横流入とみなした1次元不定流(非定常)計算を適用するものとする。この1次元不定流計算の基礎式は、式(3.8)および式(3.9)のように表される(土木学会編, 1999a)。

連続式

$$\frac{\partial A}{\partial t} + \frac{\partial (vA)}{\partial x} = q \quad (3.8)$$

運動方程式

$$\frac{\beta}{g} \cdot \frac{\partial v}{\partial t} + \frac{\alpha v}{g} \cdot \frac{\partial v}{\partial x} + \frac{\partial h}{\partial x} - i + I_f = 0 \quad (3.9)$$

ここに、 h は水深、 A は流水断面積、 v は断面平均流速($v = Q/A$, Q : 断面流量)、 q は流路単位長当たりの横流入量(ここでは越波流量となる)、 i は水路の底勾配、 I_f は摩擦勾配(Manningの式を用いる場合は $I_f = n^2 v |v| / R^{4/3}$ となる。 n は粗度係数、 R は径深である)、 α はエネルギー補正係数、 β は運動量補正係数である。なお、本計算においては、 $\alpha = \beta = 1.0$ として計算を行った。

(2) 計算方法

式(3.8)および式(3.9)の計算は、以下に示す特性曲線理論を用いた差分法(岩佐ら, 1976)を用いた。以下その具体的な計算方法を示す。

① 基礎式の特性格線表示

特性格線

$$\left(\frac{dx}{dt} \right)_{\pm} = \frac{\alpha + \beta}{2\beta} v \pm c \quad (3.10)$$

に沿って成立する微分方程式は、式(3.11)のように表される。

$$\frac{1}{B} \left(\frac{\partial A}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x} - q \right) + \left(\frac{\alpha + \beta}{2\beta} v \pm c \right) \left(\frac{\beta}{g} \cdot \frac{\partial v}{\partial t} + \frac{\partial H_t}{\partial x} + I_f \right) = 0 \quad (3.11)$$

ここに、 H_t は全エネルギー水頭($H_t = \frac{\alpha Q^2}{2gA^2} + h + z$, z は基準面から水路敷までの高さ)、

B は水面幅($B = \frac{\partial A}{\partial h}$), c は波速であり、式(3.12)のようになる。

$$c = \left\{ \left(\frac{\alpha - \beta}{2\beta} v \right)^2 + \frac{gA}{\beta B} \right\}^{1/2} \quad (3.12)$$

また、式(3.11)の正号の関係は上流から下流へ流下して伝えられる影響を表し、負号の関係は下流から上流へ遡上して伝えられる影響を表している。

②差分式

式(3.11)の差分化にあたっては、図-3.34に示すように $x-t$ 平面において、特性曲線の方角に応じて x 方向の差分のとり方を変えるものとする、その差分式は、正の特性曲線に沿う関係と負の特性曲線に沿う関係に分けて式(3.13)および式(3.14)のように表される。

正の特性曲線 $(dx/dt)_+$ に沿う関係：

$$\begin{aligned} \frac{1}{B_j^n} \left(\frac{A_j^{n+1} - A_j^n}{\Delta t} + \frac{Q_j^n - Q_{j-1}^n}{\Delta x_{j-1}} - q_j^n \right) + \left(\frac{\alpha - \beta}{2\beta} v + c \right)_j \\ \cdot \left(\frac{\beta}{g} \cdot \frac{v_j^{n+1} - v_j^n}{\Delta t} + \frac{H_{t,j}^n - H_{t,j-1}^n}{\Delta x_{j-1}} + \frac{I_{f,j}^n + I_{f,j-1}^n}{2} \right) = 0 \end{aligned} \quad (3.13)$$

負の特性曲線 $(dx/dt)_-$ に沿う関係：

$$\begin{aligned} \frac{1}{B_j^n} \left(\frac{A_j^{n+1} - A_j^n}{\Delta t} + \frac{Q_{j+1}^n - Q_j^n}{\Delta x_j} - q_{j+1}^n \right) + \left(\frac{\alpha - \beta}{2\beta} v - c \right)_j \\ \cdot \left(\frac{\beta}{g} \cdot \frac{v_j^{n+1} - v_j^n}{\Delta t} + \frac{H_{t,j+1}^n - H_{t,j}^n}{\Delta x_j} + \frac{I_{f,j+1}^n + I_{f,j}^n}{2} \right) = 0 \end{aligned} \quad (3.14)$$

ここに、 Δx_j は断面 j と断面 $(j+1)$ の間の区間距離、 Q_{j+1} はこの区間の断面流量、 q_{j+1} はこの区間に流入する単位長当たりの横流入量である。

③中間点の計算

中間点は、式(3.13)と式(3.14)を連立させて解くと、式(3.15)および式(3.16)を得る。

$$A_j^{n+1} = \frac{B_j^n \cdot \Delta t}{2} (L + R) \quad (3.15)$$

$$v_j^{n+1} = \frac{g \cdot \Delta t}{2c_j^n} (L - R) \quad (3.16)$$

ここに、

り式(3.20)を得る.

$$v_j^{n+1} = \frac{g \cdot \Delta t}{c_j^n} \left(L - \frac{A_j^{n+1}}{B_j^n \cdot \Delta t} \right) \quad (3.20)$$

これより流量 Q_j^{n+1} が式(3.21)のように求まる.

$$Q_j^{n+1} = A_j^{n+1} \cdot v_j^{n+1} \quad (3.21)$$

なお, 下流端の計算においては, H_j^{n+1} を仮定して式(3.20)および式(3.21)より Q_j^{n+1} を求めたものと, 仮定した H_j^{n+1} が等流水深として求めた Q_j^{n+1} が一致するよう収束計算を行う.

3.5.2 計算条件

(1) 水路条件

計算に用いた越波排水路は, 図-3.3 に示した実験に用いたものと同一であり, 実物スケールの越波排水路で行うものとする. その条件を表-3.3 に示す. また, この計算を行う場合の下流端条件は等流水深を与え, マニングの粗度係数 n は 0.025 とした. なお, 粗度係数 n を 0.025 とした理由は, 以下のとおりである.

実験で用いた越波排水路の模型は, 塩化ビニール板を加工して製作したものであり, 塩化ビニールの粗度係数 n は 0.012 程度(土木学会編, 1999b)である. また, マニングの平均流速公式から考えると, 粗度係数 n は $[L^{-1/3}T]$ の次元をもつことになり, 粗度係数 n は模型縮尺 S の $1/6$ 乗に比例することになる. したがって, フルードの相似則が成り立つものとする, 模型上の粗度係数 $n = 0.012$ を模型縮尺 $1/100$ を考慮して, 実物に換算すると $0.012 \times (100)^{1/6} \approx 0.025$ となる.

表-3.3 計算条件

水路断面	長方形断面
水路幅B	規則波 10m 不規則波 20m
水路勾配i	1/500
水路長L	800m
マニングの粗度係数n	0.025
下流端条件	等流水深
水路分割間隔 Δx	10.0m
計算時間間隔 Δt	1/1000s

(2)水路分割間隔および計算時間間隔

水路分割間隔 Δx は10.0m, 計算時間間隔 Δt は1/1000sとして計算を行った.

(3)流入させる越波流量の条件

①規則波実験に対応した計算

規則波実験に対応した計算では, 図-3.13 および図-3.14 で示した越波流量 q の空間分布を与えた. また, その時間変化は, 実験で水位を計測した時と同じ条件にするため, 図-3.35 に示すように周期 $T=15.0$ sで3波連続して越波流量を流入させものとした. この場合, 1周期間の越波流量の変化は考慮しないで, 1周期間の越波流量を平均的に与えた.

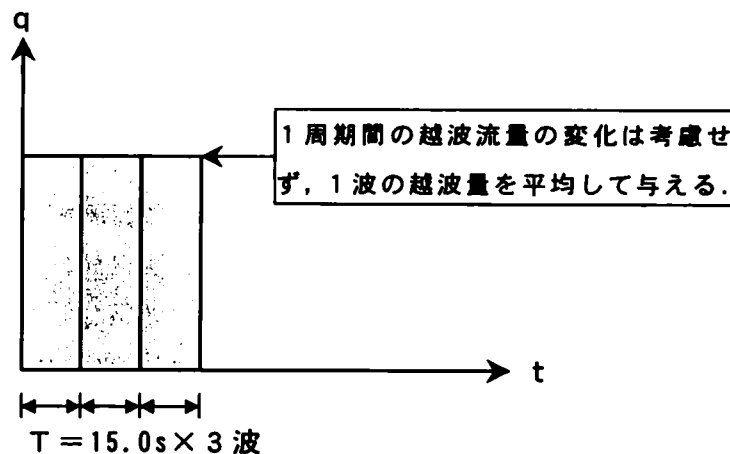


図-3.35 規則波実験に対応した計算の越波流量の与え方

また, 斜め入射の条件($\theta = 30^\circ$ の条件)では, 越波排水路内に流入する越波の時間遅れを考慮するものとして, 式(3.22)のように与えた(図-3.36 参照).

$$t' = x \sin \theta / c \quad (3.22)$$

ここに, t' は斜め入射による越波の時間遅れ, x は越波排水路上流端からの距離, θ は護岸への入射角, c は波速(微小振幅波理論で計算すると $h=20$ mとした場合には $c=13.16$ m/sとなる)である.

なお, この実験で用いた護岸において, $\theta = 30^\circ$ とした場合, 上流端から下流端までの距離800mでの越波の時間遅れ t' は,

$$t' = 800 \times \sin 30^\circ / 13.16 = 30.4 \text{ s}$$

となる.

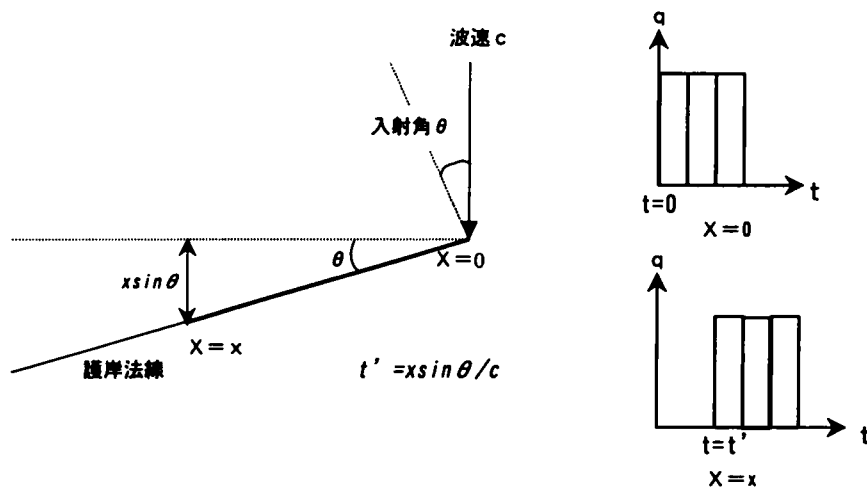


図-3.36 斜め入射波による越波の時間遅れの与え方

②不規則波実験に対応した計算

不規則波実験に対応した計算では，越波升 20 個分（護岸法線方向 40m ピッチ）の越波流量の時間変化（図-3.27 および図-3.28 参照）をそのまま与えるものとした．また，不規則波実験においても，1 周期間の越波流量の変化は考慮せず，1 周期間の越波流量を平均的に与えた．

(4)計算の初期水位

この計算法では，ある計算点で水深が 0 となると（ドライの状態になると）計算ができない．したがって，実際の計算では越波流入時の水位にほとんど影響を及ぼさない程度として， $0.01\text{m}^3/\text{s}$ の水を上流端から常に与えて計算する．また，計算の初期水位は， $0.01\text{m}^3/\text{s}$ の水量を上流端から与えて行う不等流計算結果の水位とした．

(5)計算時間

規則波実験に対応した計算では，越波が越波排水路内に流入して水位が上昇し，その後水位が低下する状況も把握するため，計算時間は越波流入開始から 500 s（模型値 50 s）間とした．

不規則波に対応した計算では，1 波ごとの越波流量の計測時間と同様に 1 時間（模型値 6 分間）の計算時間とした．

(6)計算ケース

計算は，3.3 および 3.4 で述べた実験と対応させ，規則波に対応した計算および不規則波に対応した計算の 2 ケースについて，それぞれ入射角 $\theta = 0^\circ$ と $\theta = 30^\circ$ の 2 条件で合計 4 ケース実施した．

3.6 計算結果および実験結果との比較

3.6.1 規則波実験に対応した計算結果および実験結果との比較

(1) 水位の時系列変化

規則波実験に対応した越波排水路の水位の計算結果として、図-3.3に示すNo. 1～No. 8の8地点の水位の時系列変化を、図-3.16および図-3.17に示した実験結果と併せて示したものが図-3.37($\theta = 0^\circ$)および図-3.38($\theta = 30^\circ$)である。

図-3.37の $\theta = 0^\circ$ (直入射)の場合、越波流入時($t=45$ s まで)およびその直後の水位の変化については、計算結果と実験結果で若干の差が見られる(測点No. 1, No. 2, No. 5, No. 6)。特に、上流の測点No. 1およびNo. 2では、実計算結果のほうが実験結果より約1 m程度最高水位が低くなる。この原因としては、実験では越波水が水路内に流入する(落下する)時に水面がかなり振動していることと、計算では1周期間の越波流量を平均的に与えているが、実際現象としては1周期間で越波流量が時間的に変化していること等が考えられる。しかしながら、水位の低下の状況や全体的な水位変化の状況は、計算結果は実験結果を良く再現しているものと考えられる。

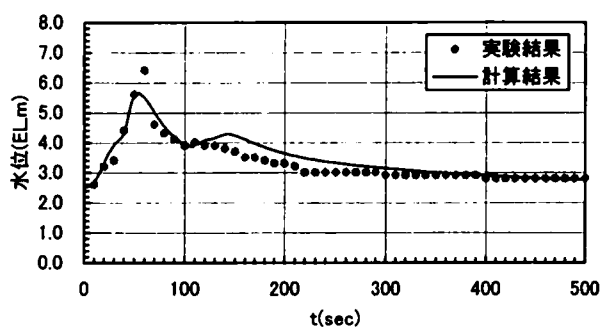
図-3.38の $\theta = 30^\circ$ (斜め入射)の場合についても、最高水位が現れる付近で計算結果のほうが実験結果より水位が低くなる測点がある(測点No. 3, No. 4, No. 5, No. 7)。この原因についても、 $\theta = 0^\circ$ の結果と同様のことが考えられる。しかしながら、斜め入射 $\theta = 30^\circ$ の場合においても、全体的な水位変化の状況は、計算結果は実験結果を概ね再現しており、斜め入射による越波の時間遅れを式(3.10)で与えることも特に問題ないことが確認できる。

(2) 代表時間の水面形

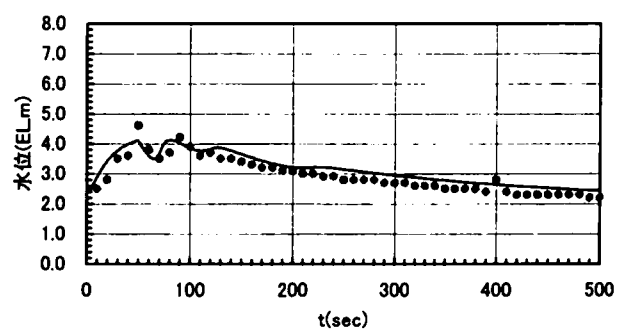
図-3.39($\theta = 0^\circ$)および図-3.40($\theta = 30^\circ$)は、代表時間における水面形の計算結果と実験結果を比較したものであり、代表時間としては、 $t = 10$ s, 20s, 30s, 40s, 50s, 60s, 80s, 100s, 120s, 200s, 300s および 400s の水面形を示した。

図-3.39の $\theta = 0^\circ$ の場合、越波流入時($t=45$ s まで)およびその後の $t = 60$ s 程度までは、(1)で述べた原因により、計算結果と実験結果で若干の差が見られる箇所がある。しかしながら、全体的な水位分布については、計算結果は実験結果を概ね再現しているものと考えられる。特に、越波の流入が終了して水位が低下する $t = 100$ s 以降では、両者は非常に良く一致している。

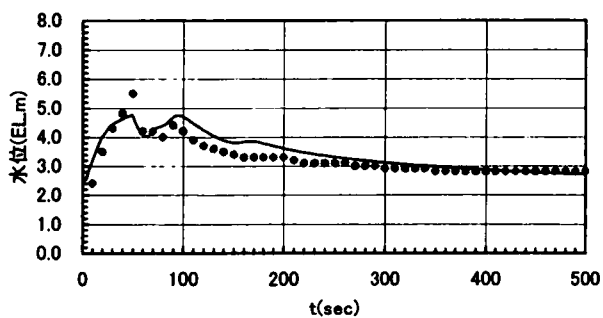
また、この計算結果を見ると、越波が流入し $t = 30$ s 程度までは、図-3.7に示す越波流量の空間分布に対応した水面形を示しているが、それ以降時間が



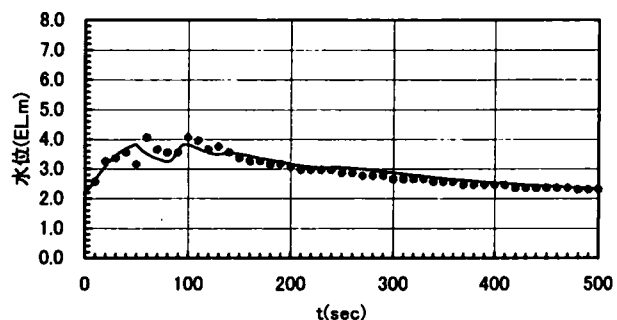
(1) 測点No.1(X=750m, 水路敷EL+2.5m)



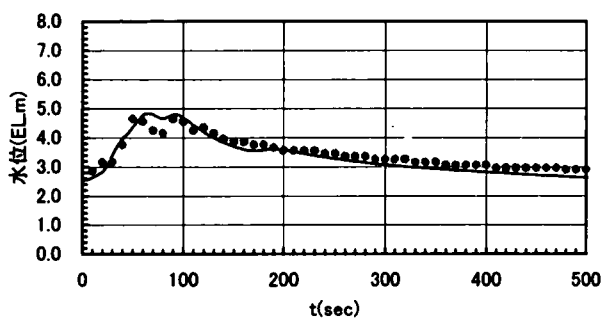
(5) 測点No.5(X=350m, 水路敷EL+1.7m)



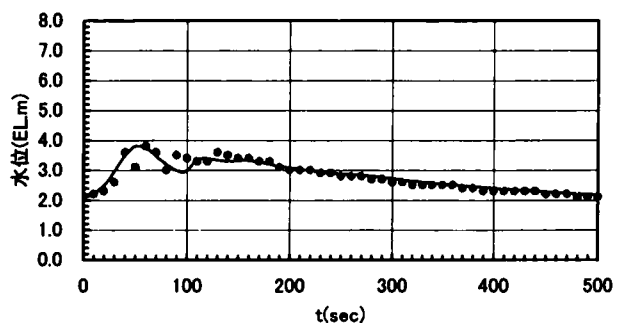
(2) 測点No.2(X=650m, 水路敷EL+2.3m)



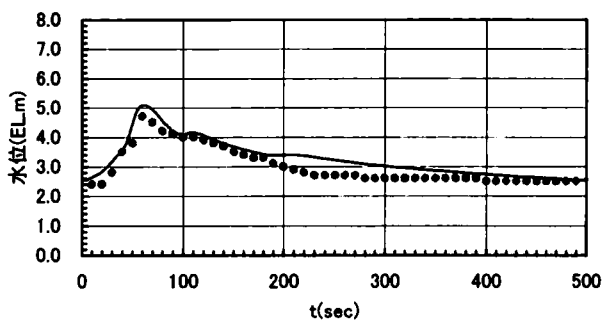
(6) 測点No.6(X=250m, 水路敷EL+1.5m)



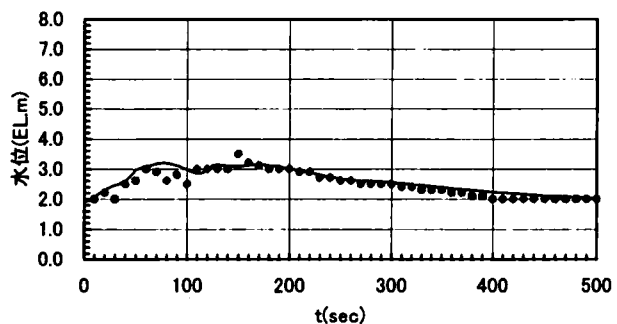
(3) 測点No.3(X=550m, 水路敷EL+2.1m)



(7) 測点No.7(X=150m, 水路敷EL+1.3m)

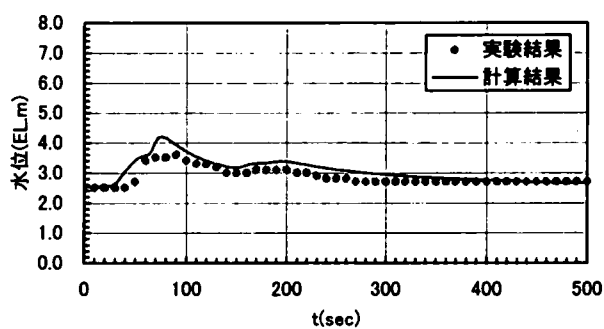


(4) 測点No.4(X=450m, 水路敷EL+1.9m)

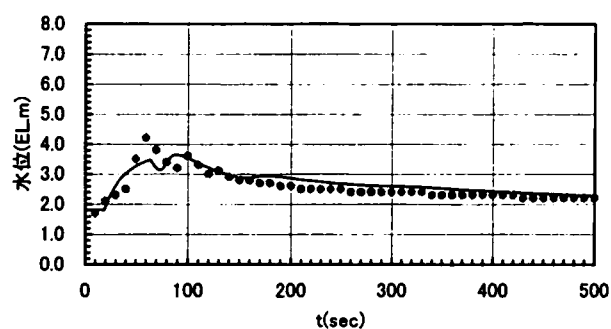


(8) 測点No.8(X=50m, 水路敷EL+1.1m)

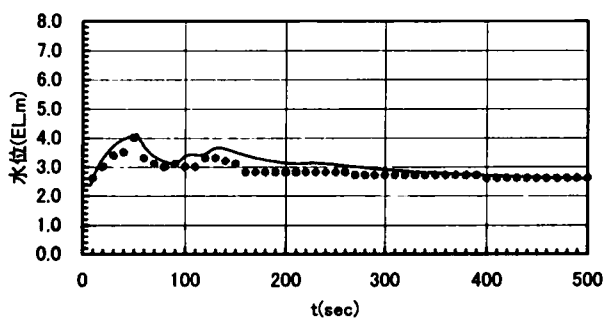
図-3.37 越波排水路内の水位変化の実験結果と計算結果の比較(規則波, $\theta = 0^\circ$)



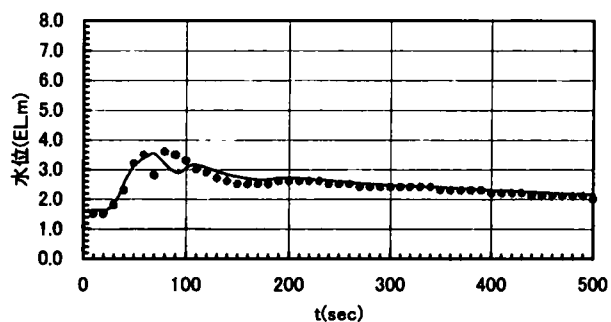
(1) 測点No.1(X=750m, 水路敷EL+2.5m)



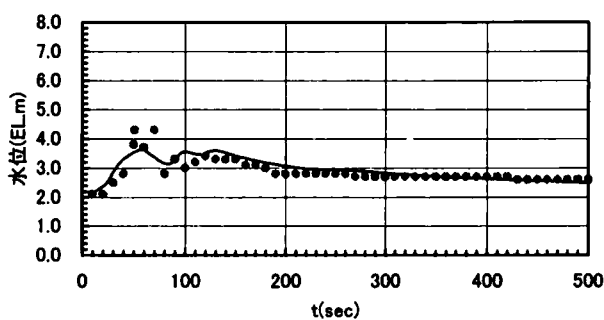
(5) 測点No.5(X=350m, 水路敷EL+1.7m)



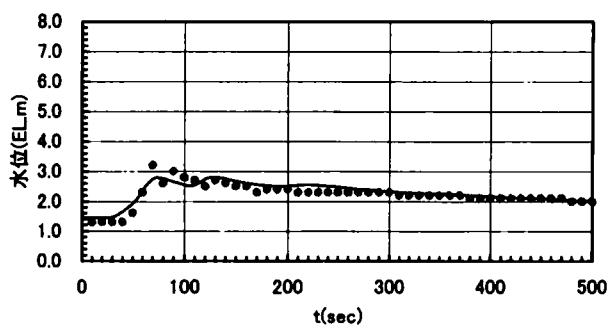
(2) 測点No.2(X=650m, 水路敷EL+2.3m)



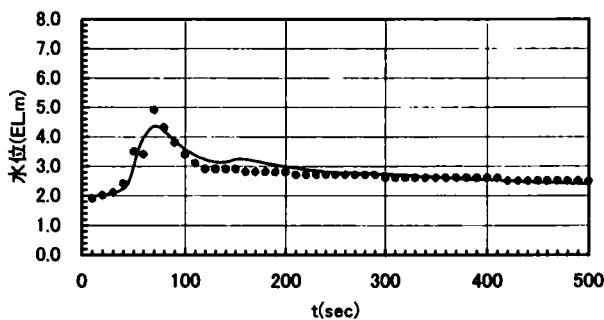
(6) 測点No.6(X=250m, 水路敷EL+1.5m)



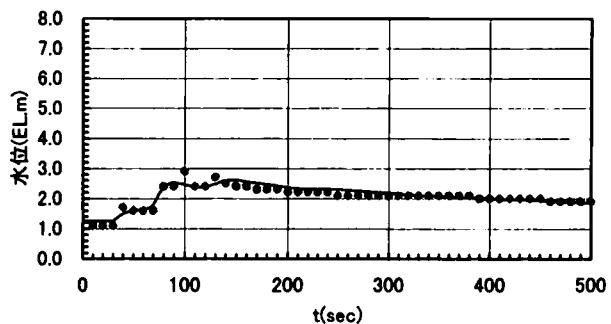
(3) 測点No.3(X=550m, 水路敷EL+2.1m)



(7) 測点No.7(X=150m, 水路敷EL+1.3m)

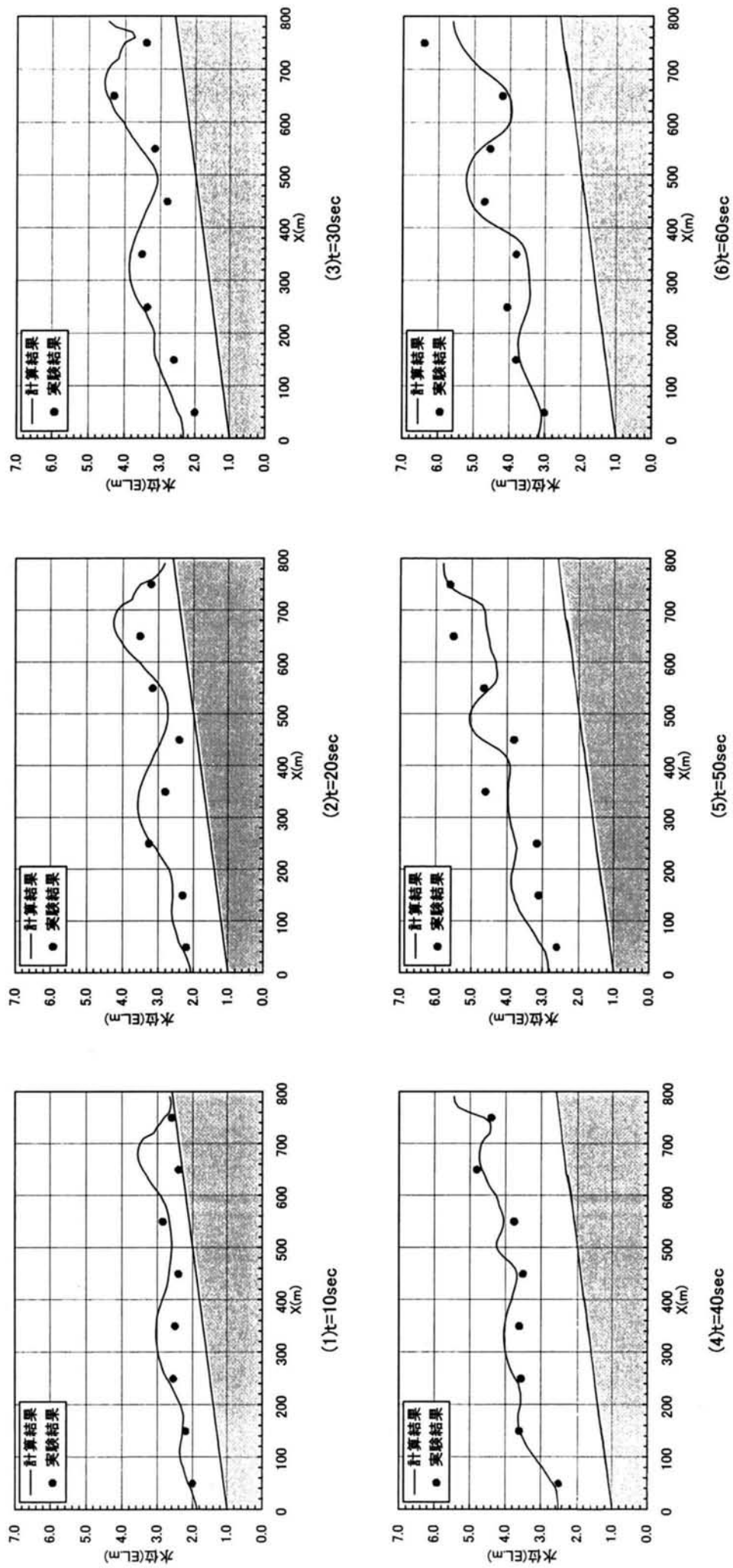


(4) 測点No.4(X=450m, 水路敷EL+1.9m)

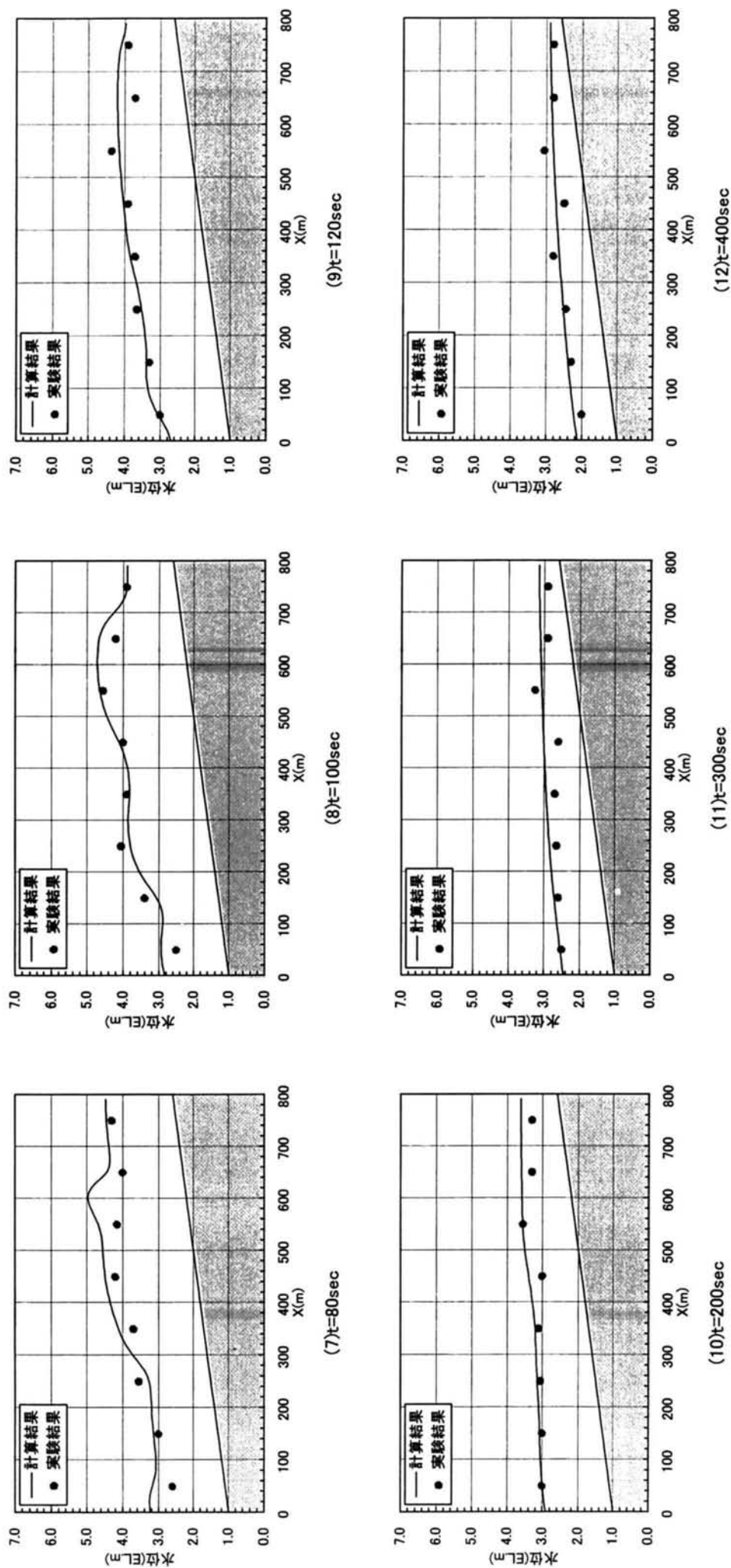


(8) 測点No.8(X=50m, 水路敷EL+1.1m)

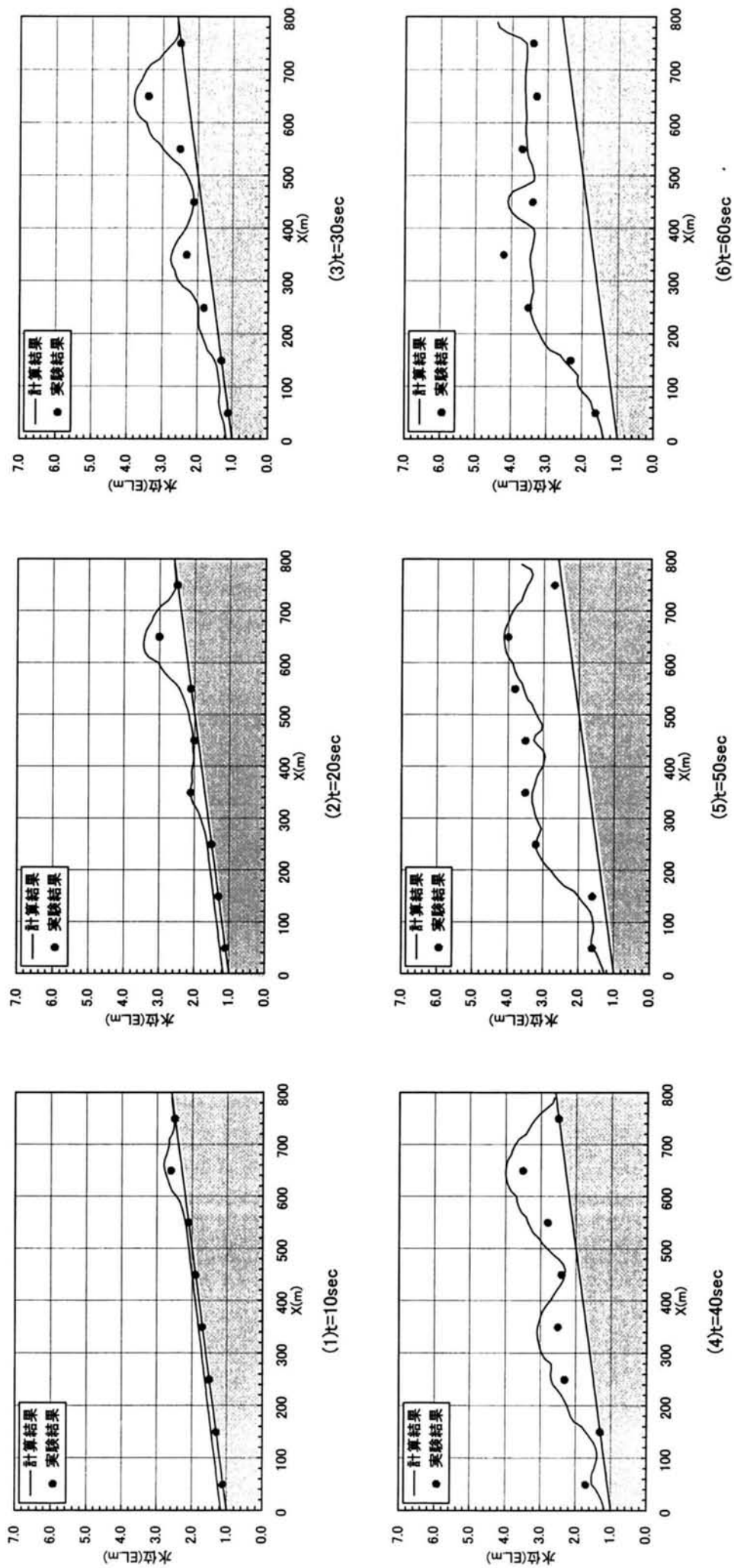
図-3.38 越波排水路内の水位変化の実験結果と計算結果の比較(規則波, $\theta = 30^\circ$)



図一3.39(1) 代表時間の水面形の計算結果と実験結果の比較(規則波, $\theta=0^\circ$)



図一3.39(2) 代表時間の水面形の計算結果と実験結果の比較(規則波, $\theta = 0^\circ$)



図一3.40(1) 代表時間の水面形の計算結果と実験結果の比較(規則波, $\theta=30^\circ$)

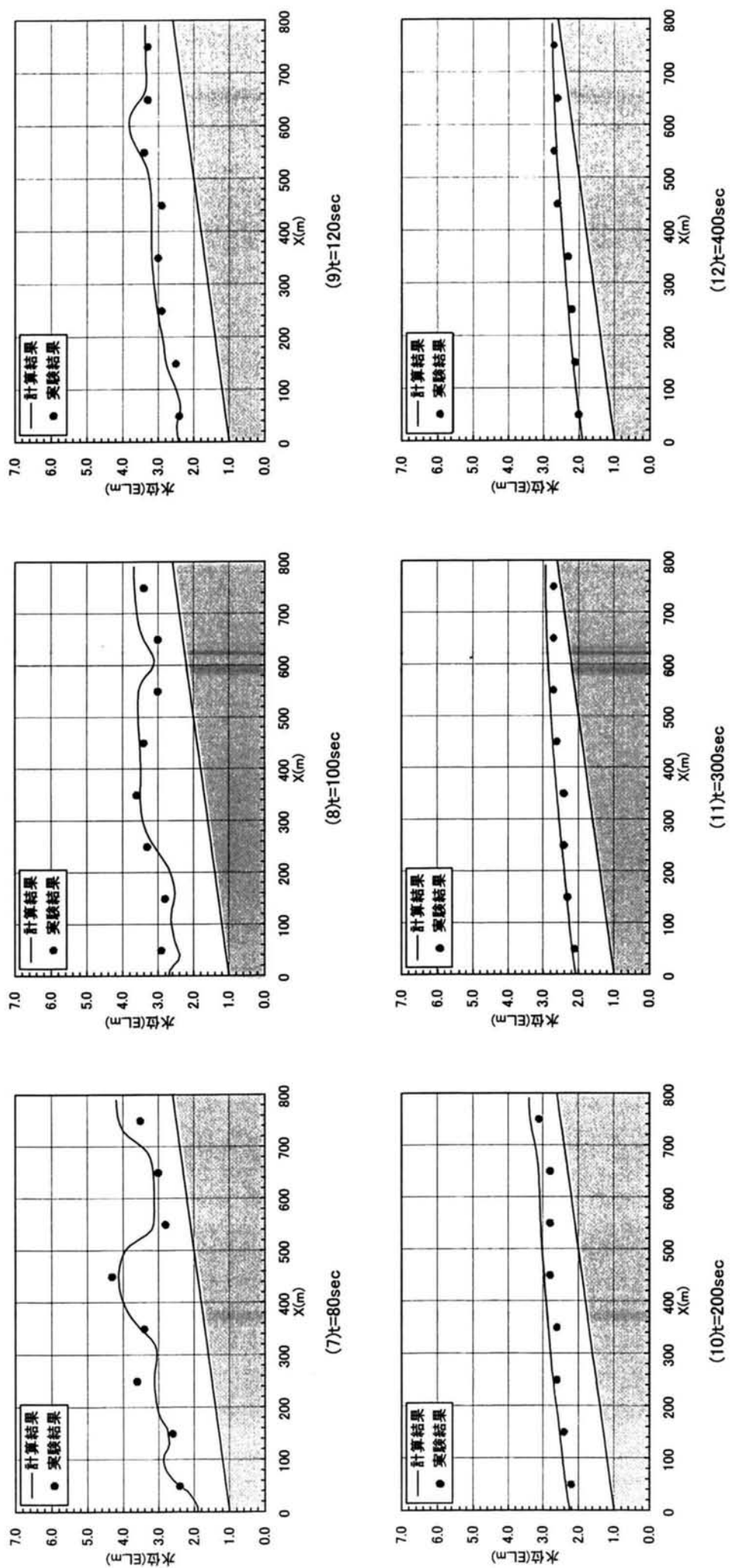


図 3.40(2) 代表時間の水面形の計算結果と実験結果の比較(規則波, $\theta=30^\circ$)

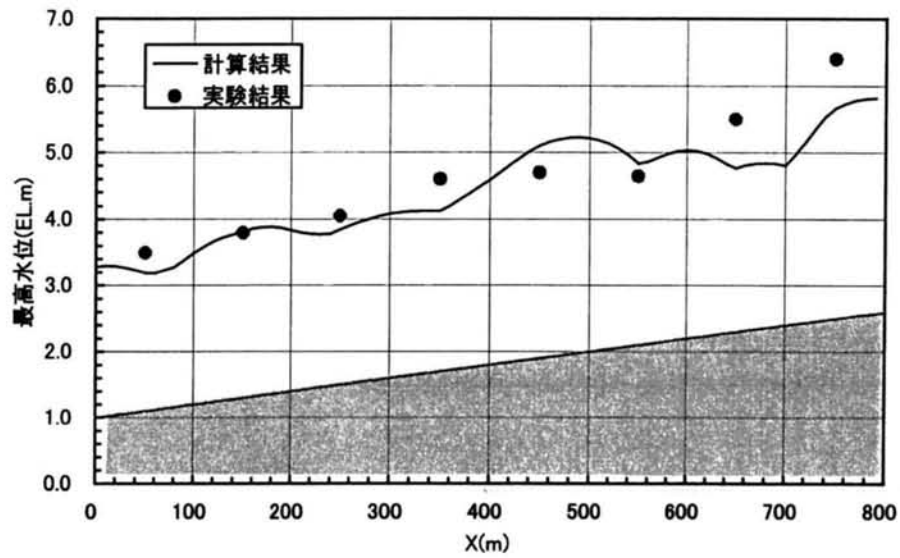
経過すると、最初に水位が低かった箇所(越波があまり流入していない箇所)に越波水が流れて、時間とともに水位が高くなる箇所が変化していることがわかる。このことは、越波が多量に流入している時間では越波水はすぐに流下するのではなく、ある程度時間が経過して越波水が排水路を流下することを意味している。

図-3.40の $\theta = 30^\circ$ の計算結果は、斜め入射による越波の時間遅れが生じ、 $t = 30\text{ s}$ 程度までは上流から下流に順次水位が上昇していくことがわかる。計算結果と実験結果を比較すると、水位が最高水位となる $t = 50\text{ s}$ あるいは $t = 60\text{ s}$ で、若干計算結果のほうが実験結果より水位が低くなる箇所が多く見られるが、越波の時間遅れにより水位が上流から順次上昇していく状況や、越波が流入していない時間帯での水位の低下の状況等、全体的な水位分布は、計算結果は実験結果を概ね再現している。

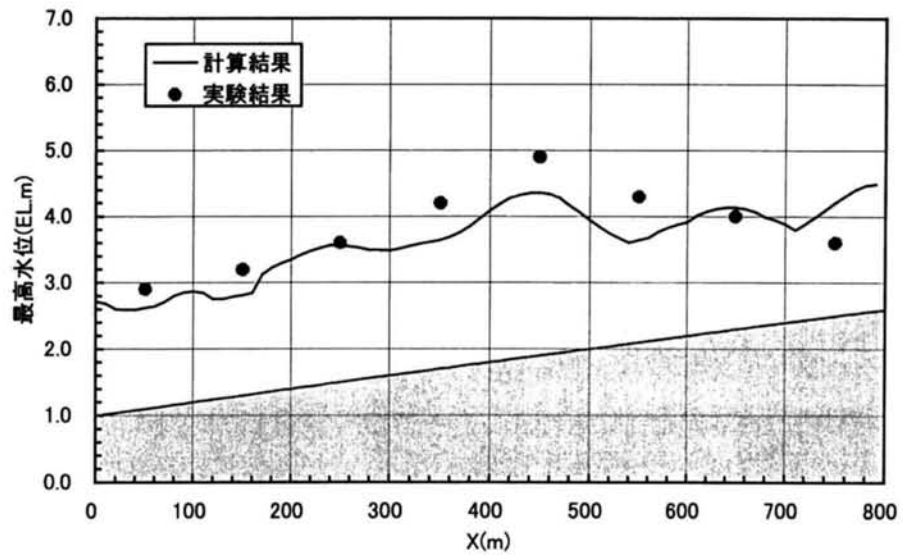
(3) 最高水位

このような越波排水路を計画する場合(越波排水路の排水能力を評価する場合)、ある設計条件の基で算定した越波流量が越波排水路に流入した場合の最高水位が排水路壁の天端以下になうようにその規模(水路幅や水路の天端高)を決定する方法が、直接的で、合理的な方法と考えられる。その際、越波排水路内の水位の時間的な変動を無視しても、最低限最高水位が精度良く計算できなければならない。したがって、最高水位の計算精度が最も重要になってくる。そこで、時間に関係なく各計算点の最高水位を実験結果と比較して示したものが、図-3.41($\theta = 0^\circ$)および図-3.42($\theta = 30^\circ$)である。

これらの図から、 $\theta = 0^\circ$ および $\theta = 30^\circ$ とも、計算結果のほうが実験結果より最大で70cm程度水位が低くなる箇所(計算結果のほうが若干過小評価する箇所)が見られるが、全体的には計算結果は実験結果を概ね再現しているものと判断できる。



図一3.41 最高水位の実験結果と計算結果の比較(規則波, $\theta = 0^\circ$)



図一3.42 最高水位の実験結果と計算結果の比較(規則波, $\theta = 30^\circ$)

3.6.2 不規則波実験に対応した計算結果および実験結果との比較

(1) 水位の時系列変化

不規則波実験に対応した越波排水路の水位の計算結果として、図-3.3に示す No. 1 ~ No. 8 の 8 地点の水位の時系列変化を、図-3.34 および図-3.35 に示した実験結果と併せて示したものが図-3.43 ($\theta = 0^\circ$) および図-3.44 ($\theta = 30^\circ$) である。

図-3.43 の $\theta = 0^\circ$ および図-3.44 の $\theta = 30^\circ$ とともに、計算結果は実験結果の全体的な水位の変化を概ね再現しているものと考えられる。しかし、細かい水位の変化は両者に若干の差が見られ、特に水位が急激に上昇している時間帯では、その差が大きくなる傾向にある。この原因についても、3.6.1 の規則波のところで述べたように越波水が水路内に落下する時に生じる水面の振動が原因しているものと考えられる。

しかしながら、ここで示した計算結果は、1 波ごとに越波流量が変化する不規則波を対象とし、しかも 1 時間という長時間の計算結果であることを勘案すると、計算結果は水位変化の特性を概ね再現しているものと考えられる。したがって、実際の海の波である不規則波を対象としても、この計算手法によって越波排水路内の水位変化を把握することが可能であると考えられる。

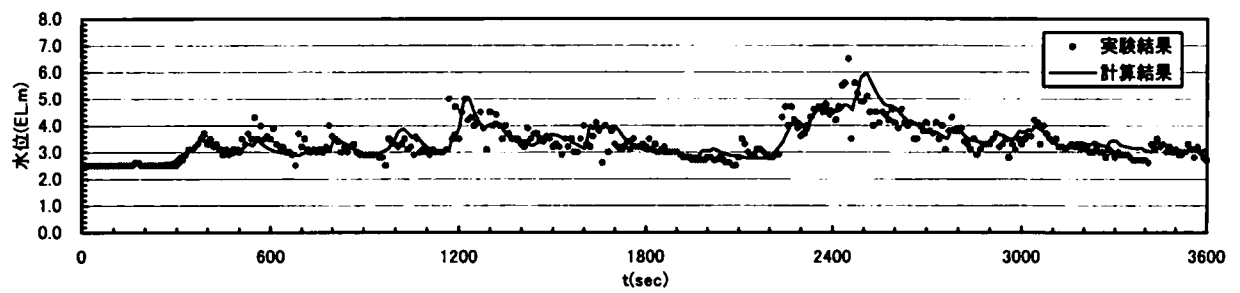
(2) 代表時間の水面形

図-3.45 は、 $\theta = 0^\circ$ とした場合の代表時間の水面形を計算結果と実験結果を比較したものである。ここで示したものは、 $t = 600\text{s}, 1200\text{s}, 1800\text{s}, 2400\text{s}, 2500\text{s}$ および 3000s である。

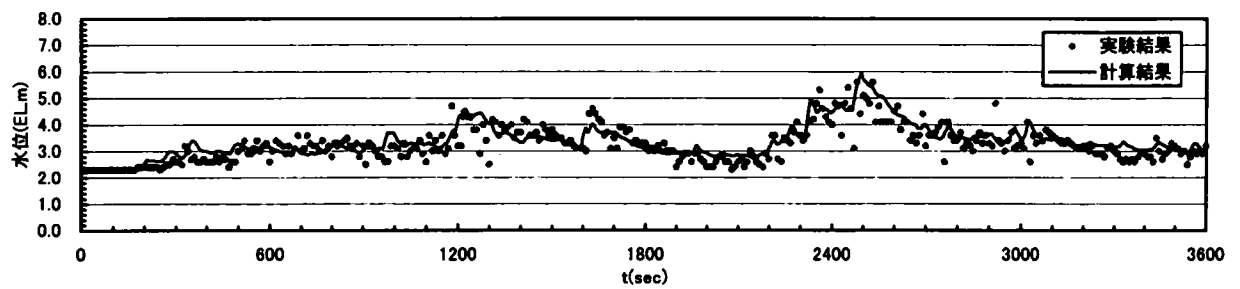
これによると、多量に越波が流入し、水位が上昇している時間 $t = 1200\text{s}, 2400\text{s}$ および 2500s (図-3.27 参照) については、計算結果と実験結果に差が現れる箇所が見られ、その差の最大は約 1 m である。しかしながら、全体的な水位分布については、計算結果は実験結果を概ね再現しているものと考えられる。特に、越波が流入していないで、水位が低くなっている $t = 600\text{s}, 1800\text{s}$ では、計算結果と実験結果は非常に良い一致を示す。

図-3.46 は、 $\theta = 30^\circ$ とした場合の代表時間の水面形を計算結果と実験結果を比較したものである。ここで示したものは、 $t = 500\text{s}, 600\text{s}, 1200\text{s}, 1800\text{s}, 2400\text{s}$ および 3000s である。

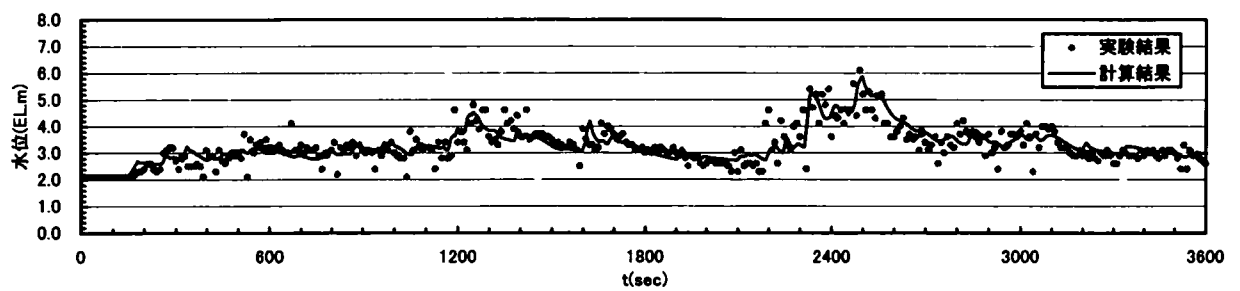
これによると、 $\theta = 30^\circ$ とした場合には、計算結果と実験結果に若干の差が現れるが、全体的な水位の分布は良く再現できているものと考えられる。また、どの代表時間でも $\theta = 0^\circ$ よりも全体的に計算結果と実験結果は良い一致を示す。これは、 $\theta = 30^\circ$ のほうが $\theta = 0^\circ$ よりも越波流量が小さく、越波流入時の水面振動が小さくなったためと考えられる。



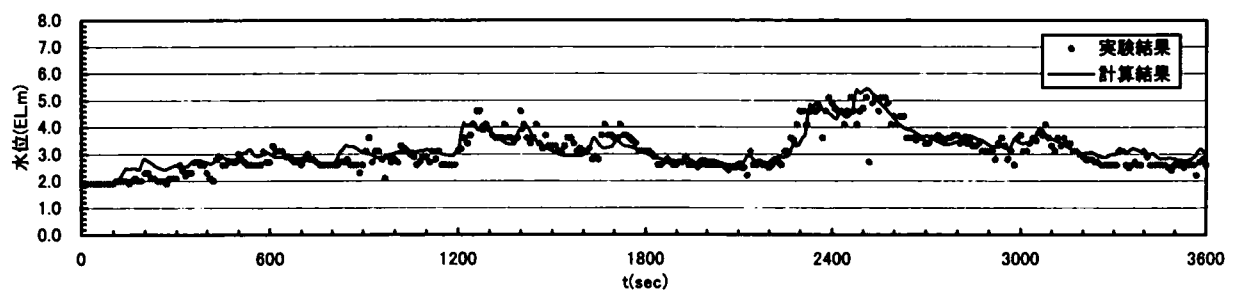
(1) 測点No.1(X=750m,水路敷EL+2.5m)



(2) 測点No.2(X=650m,水路敷EL+2.3m)

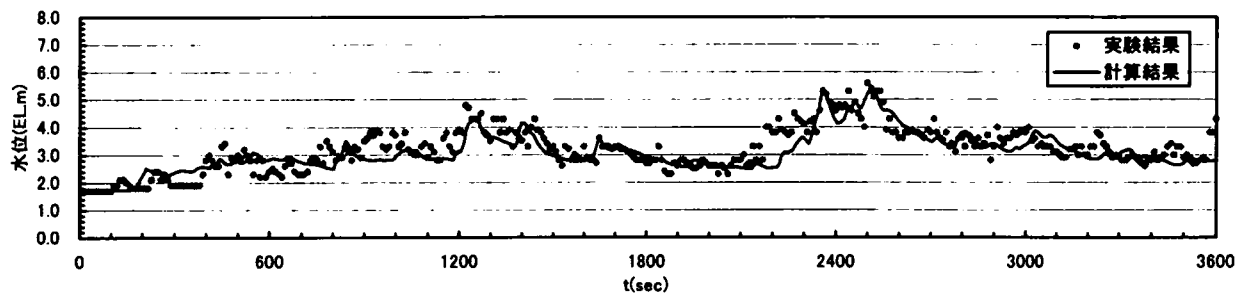


(3) 測点No.3(X=550m,水路敷EL+2.1m)

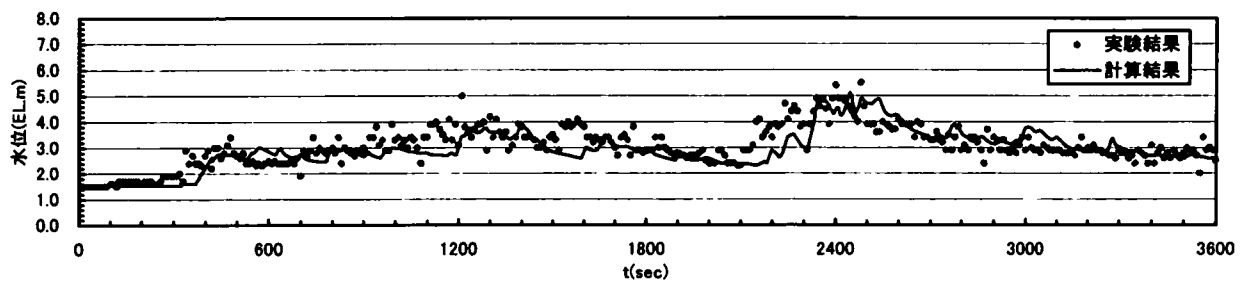


(4) 測点No.4(X=450m,水路敷EL+1.9m)

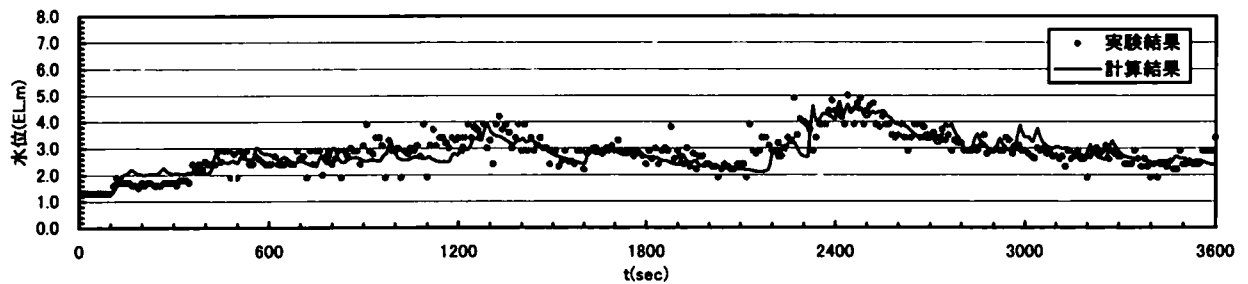
図一3.43(1) 越波排水路内の水位変化の実験結果と計算結果の比較(不規則波, $\theta = 0^\circ$)



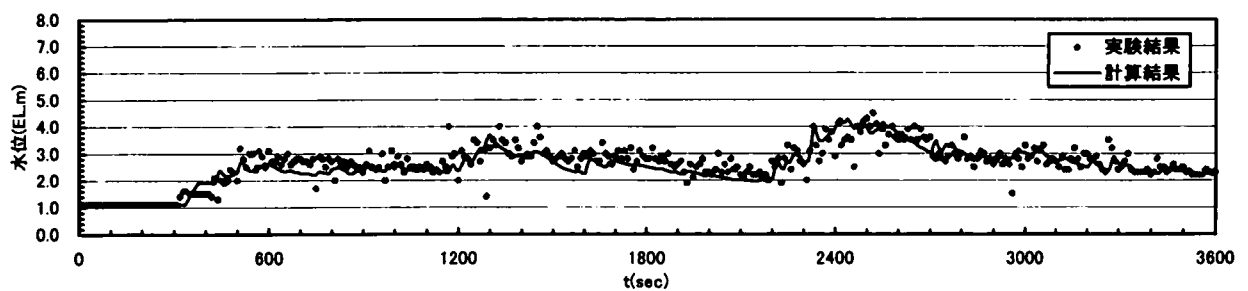
(5)測点No.5(X=350m,水路敷EL+1.7m)



(6)測点No.6(X=250,水路敷EL+1.5m)

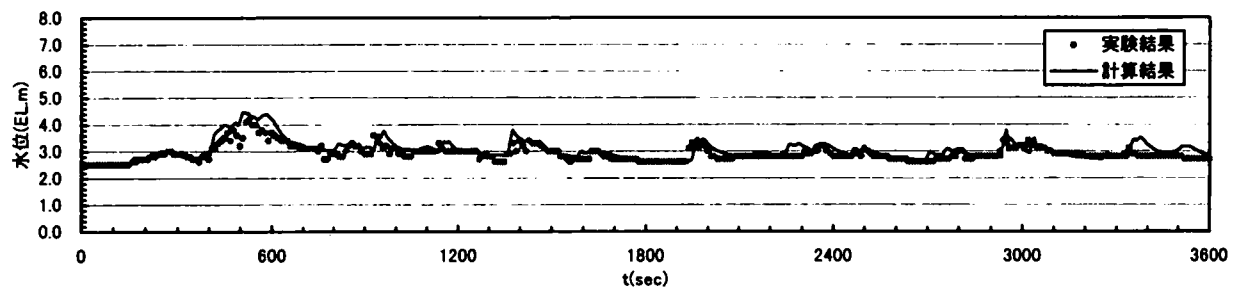


(7)測点No.7(X=150m,水路敷EL+1.3m)

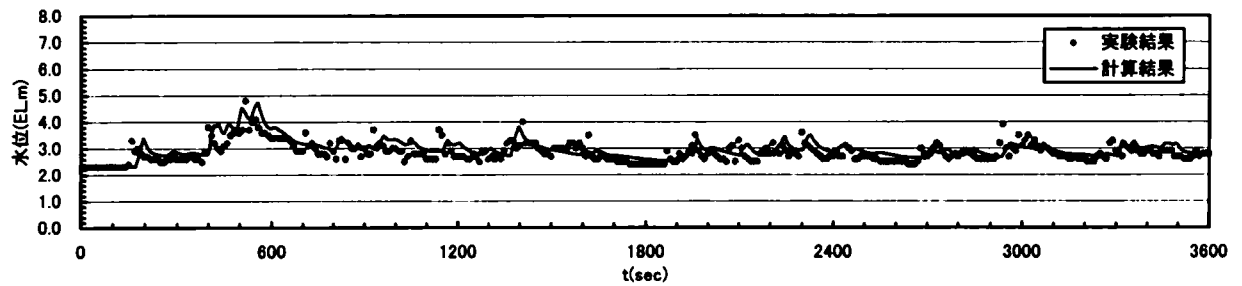


(8)測点No.8(X=50m,水路敷EL+1.1m)

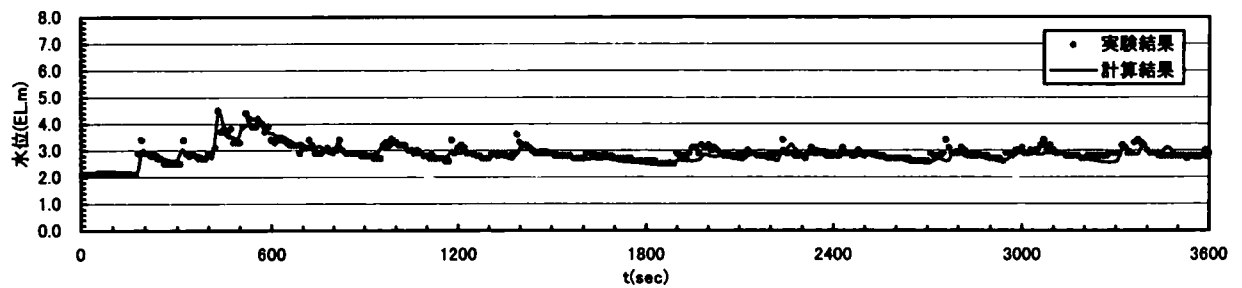
図-3.43(2) 越波排水路内の水位変化の実験結果と計算結果の比較(不規則波, $\theta=0^\circ$)



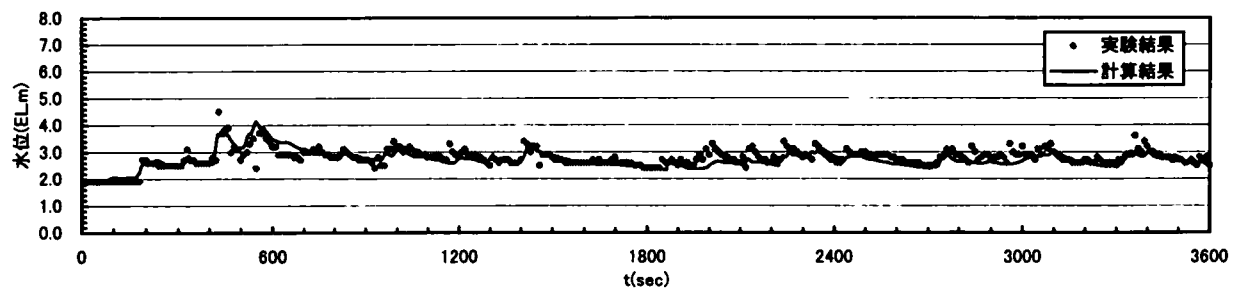
(1)測点No.1(X=750m,水路敷EL+2.5m)



(2)測点No.2(X=650m,水路敷EL+2.3m)

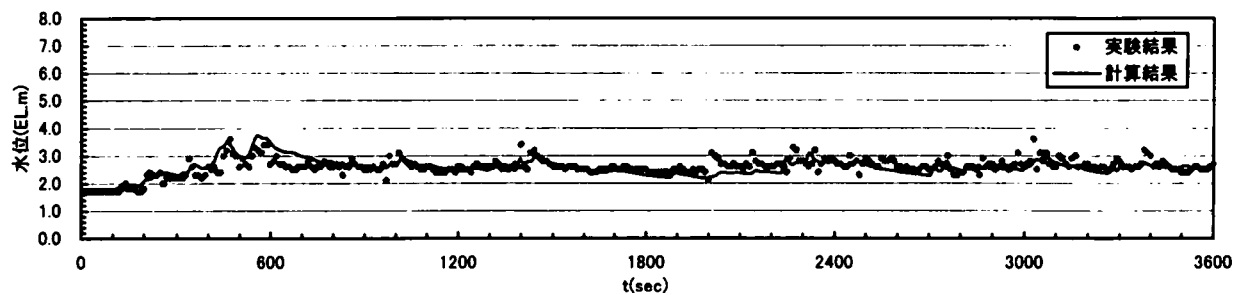


(3)測点No.3(X=550m,水路敷EL+2.1m)

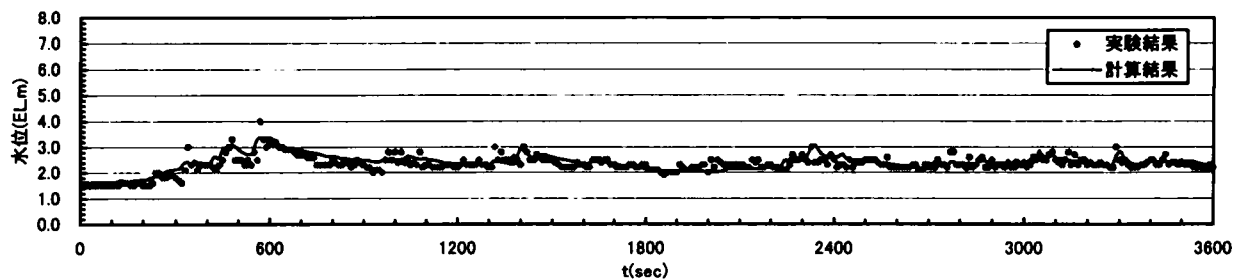


(4)測点No.4(X=450m,水路敷EL+1.9m)

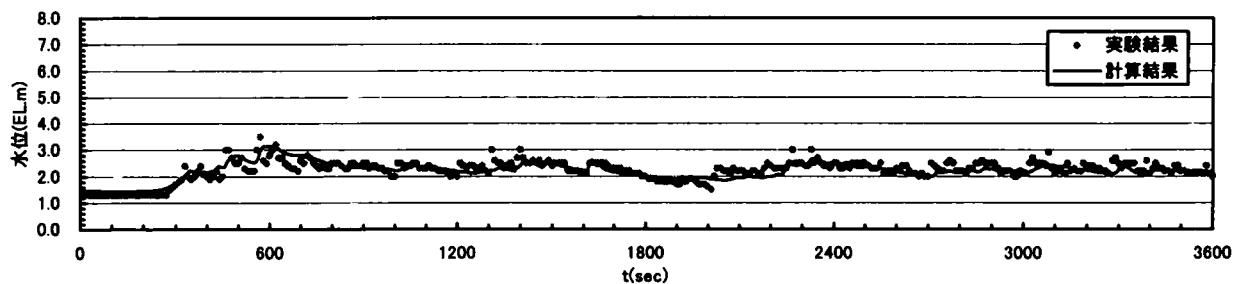
図一3.44(1) 越波排水路内の水位変化の実験結果と計算結果の比較(不規則波, $\theta=30^\circ$)



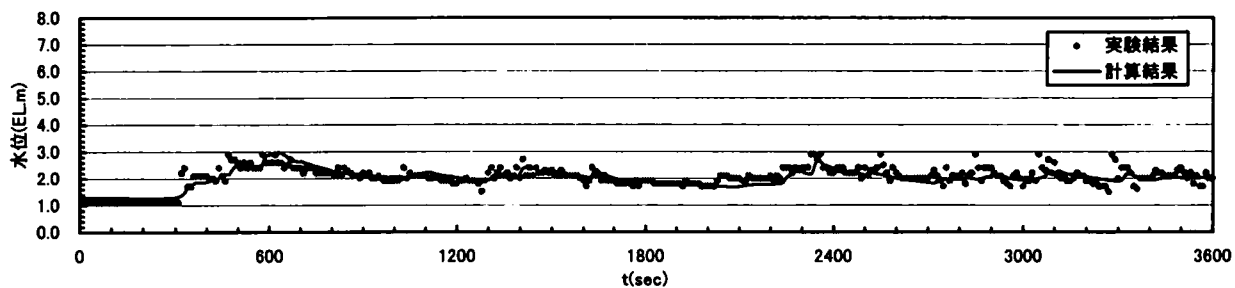
(5)測点No.5(X=350m,水路敷EL+1.7m)



(6)測点No.6(X=250,水路敷EL+1.5m)



(7)測点No.7(X=150m,水路敷EL+1.3m)



(8)測点No.8(X=50m,水路敷EL+1.1m)

図-3.44(2) 越波排水路内の水位変化の実験結果と計算結果の比較(不規則波, $\theta = 30^\circ$)

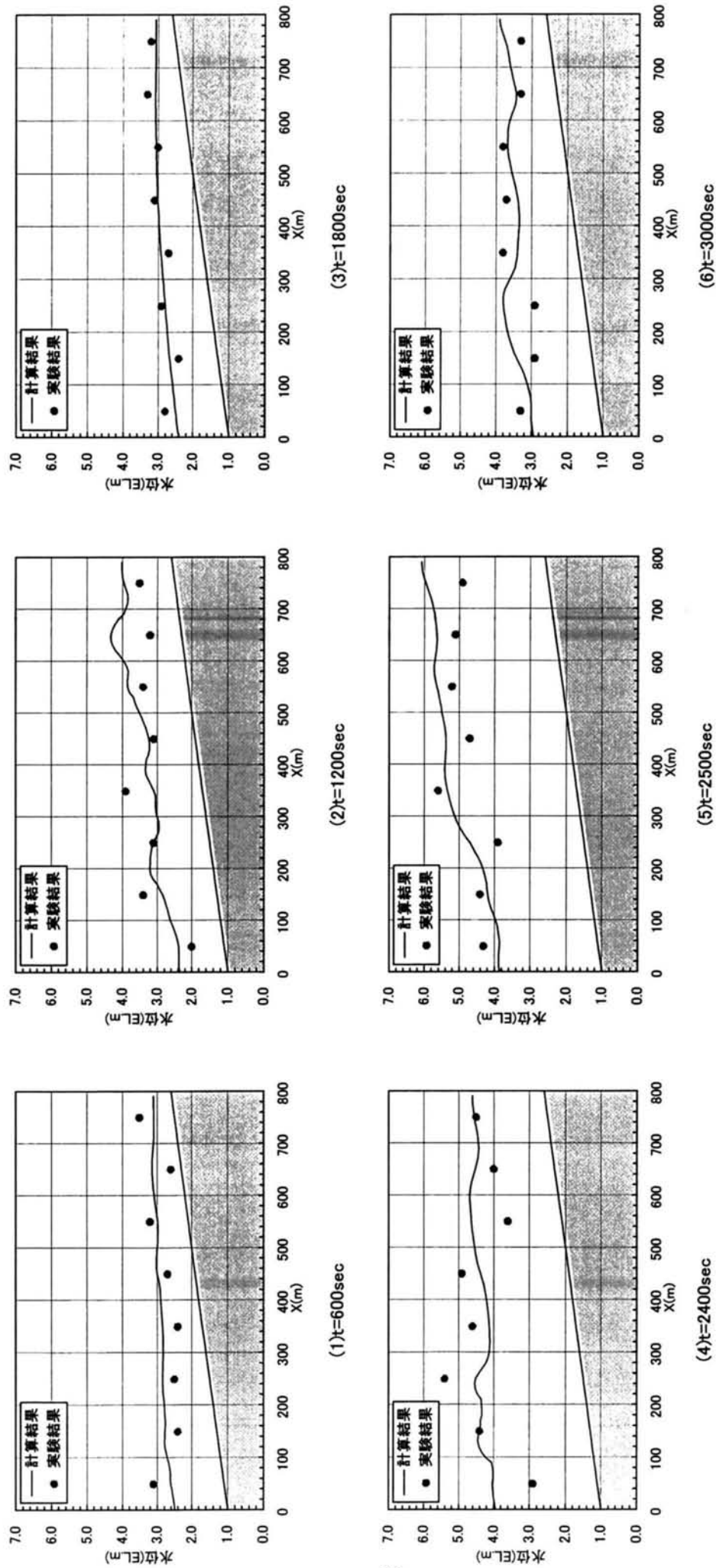
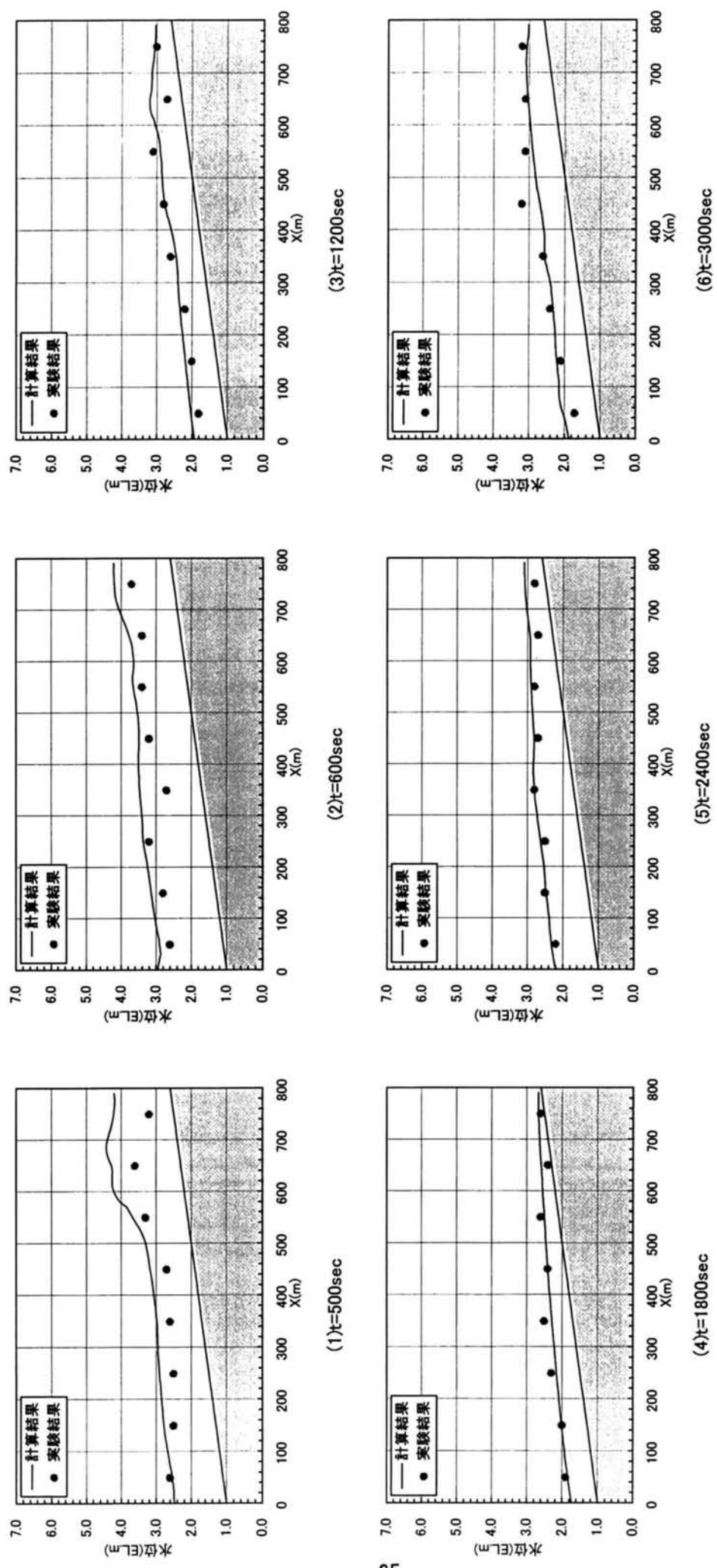


図-3.45 代表時間の水面形の計算結果と実験結果の比較(不規則波, $\theta=0^\circ$)



図一3.46 代表時間の水面形の計算結果と実験結果の比較(不規則波, $\theta=30^\circ$)

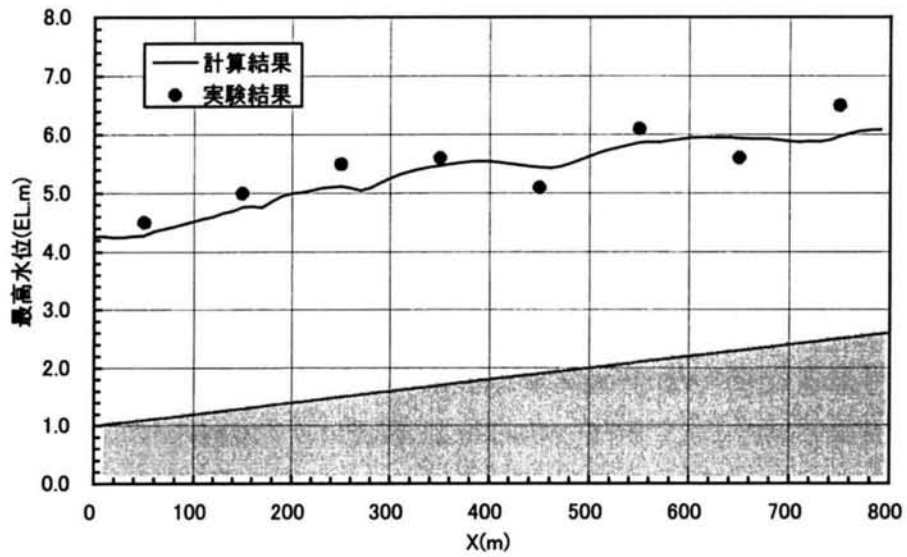
(3) 最高水位

図-3.47($\theta = 0^\circ$)および図-3.48($\theta = 30^\circ$)は、時間に関係なく各計算点の最高水位(計算時間1時間で最も高くなった水位)の分布を実験結果と比較して示したものである。

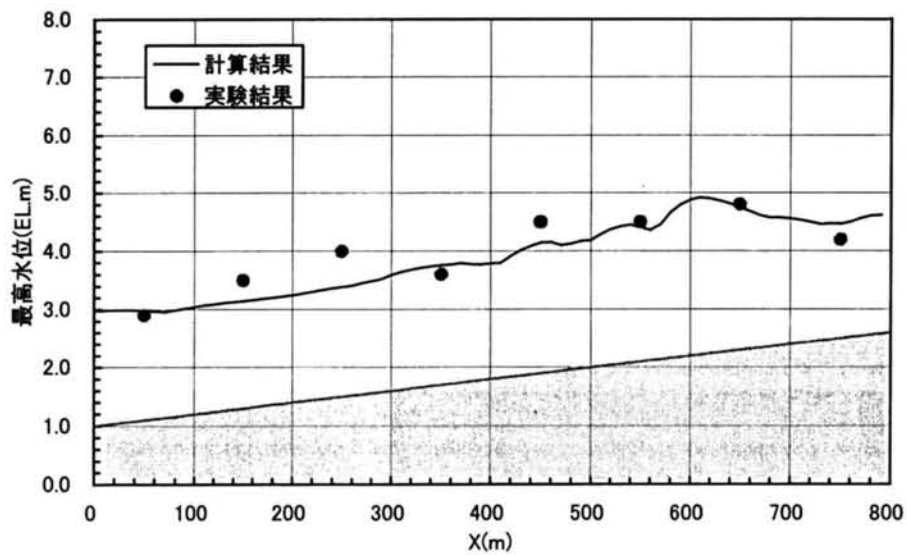
これらの図から、 $\theta = 0^\circ$ および $\theta = 30^\circ$ とも、若干計算結果のほうが実験結果より最高水位が低くなる箇所(計算結果が過小評価する箇所)が見られるが、全体的には計算結果は実験結果を概ね再現しているものと考えられる。

また、この結果と図-3.45 および図-3.46 に示した代表時間の水面形と比較すると、越波排水路内の水位の時間的な変動を無視した最高水位のほうが実験結果との整合性が高くなるようである。3.6.1(3)で述べたように、越波排水路を計画する場合、この最高水位が排水路の天端を下回るようにその規模を決定する方法が用いられる。その意味では、この1次元不定流計算で計算した結果、最高水位がここで示した程度で実験結果を再現していれば、この計算手法を用いて越波排水路内の水位を計算しても実用上問題ないものと考えられる。

しかし、計算結果は実験結果を若干過小評価する場合が見られるため、安全側の設計を行う場合には、この計算結果に若干の余裕高を見込んでおくことが得策である。なお、この余裕高は、この検討結果から勘案すると、最大1m程度を目安とすれば良いものと考えられる。



図－3.47 最高水位の実験結果と計算結果の比較(不規則波, $\theta = 0^\circ$)



図－3.48 最高水位の実験結果と計算結果の比較(不規則波, $\theta = 30^\circ$)

3.7 結語

本章では、越波排水路の排水能力の評価法を確立するため、水理模型実験によって実際に越波排水路内に越波が流入した場合の水位の挙動を明らかにするとともに、その結果と1次元不定流計算と比較することによって、計算手法の妥当性を検討した。その結果を要約し、越波排水路の排水能力の評価法をまとめると以下のようなものである。

1次元不定流計算による計算結果は、規則波および不規則波とも、その水位変化および水面形は、若干実験結果と差が現れる場合がある。これは、越波水が排水路内に流入する際に生じる水面変動等が原因しているものと考えられる。しかしながら、この1次元不定流計算でも、全体的な水位変化の状況は、実験結果を概ね再現している。また、越波排水路を設計する場合に必要な最高水位(水位の時間変化を無視してある一定時間内で最高となった水位)は、不規則波群の1波ごとの越波量(短時間越波量)を入力条件としても、実験結果を良く再現している。

したがって、実際の越波排水路の機能設計においては、対象護岸の設計波浪を基にして算定した越波流量やその時系列変化を入力条件として、この1次元不定流計算を用いて越波排水路内の最高水位を把握し、それが排水路の天端高以下になるように水路幅や水路高を決定することが実用的であると考えられる。しかし、計算結果は実験結果を若干過小評価する場合が見られるため、安全側の設計を行う場合には、この計算結果に若干の余裕高を見込んでおくことが得策である。

参考文献

- 池野正明・阿部宣行・鹿島遼一・溝切 哲・岡部成光(1993)：強風作用下における護岸越波量の飛散距離分布特性，海岸工学論文集，第 40 巻，pp.691-695.
- 伊藤善行・谷本勝利(1971)：混成防波堤の蛇行災害，港湾技術研究所資料，No.112，pp.1-20.
- 井上雅夫・土屋義人(1971)：斜め入射波による鉛直堤の越波に関する実験的研究 第 18 回海岸工学講演会論文集，pp.259-264.
- 井上雅夫・島田広昭・殿最浩司(1989)：不規則波における越波量の出現分布特性，海岸工学論文集，第 36 巻，pp.618-622.
- 岩佐義朗・井上和也・片山 猛(1976)：開水路流れの数値計算法について，京都大学防災研究所年報，第 19 号，B-2.
- (財)沿岸開発技術研究センター(1999)：港湾構造物設計事例集(下巻)，8-10p.
- 木村 晃・瀬山 明・山田敏彦(1981)：不規則波の短時間越波量の確率特性，第 28 回海岸工学講演会論文集，pp.335-338.
- 合田良実・吉村知司・伊藤正彦(1971)：島堤による波の反射および回折に関する研究，港湾技術研究所報告，第 10 巻，第 2 号，pp.3-52.
- 合田良実(1987)：数値シミュレーションによる波浪の標準スペクトルと統計的性質，海岸工学論文集，第 34 巻，pp.131-135.
- 合田良実(1990)：港湾構造物の耐波設計，鹿島出版会，131p.
- 関本恒浩・国栖広志・清水琢三・京谷 修・鹿島遼一(1992)：人工島防波護岸の短時間越波特性について，海岸工学論文集，第 39 巻，pp.581-585.
- 高山知司・永井紀彦・西田一彦・関口忠志(1984)：斜め入射不規則波を用いた護岸の越波特性実験，第 31 回海岸工学講演会論文集，pp.542-546.
- 土木学会編(1999a)：水理公式集[平成 11 年版]，pp.92-98.
- 土木学会編(1999b)：水理公式集[平成 11 年版]，374p.
- 吉川秀夫・椎貝博美・河野二夫(1967)：海岸堤防の越波に関する基礎的研究(1)，第 14 回海岸工学講演会論文集，pp.118-122.

好ましくない。そのため、実際の設計では、図－4.1 中に示すようにパラペットの背後に越波排水路を設けた二重構造とし、越波水はこれによって排水する(自然流下させる)計画とした。この越波排水路の規模等を決定する実設計について、第3章で示した短時間越波量を考慮した越波排水路の排水能力の評価法を適用した。また、ここでは、1波ごとの越波流量を計測した結果(断面実験)と波連の連長の理論を組み合わせ、越波排水路の排水能力を評価するための越波出現モデルを検討し、それに基づいて排水能力の評価を行うとともに、従来から設計に用いられてきた平均越波流量を用いて検討した結果との比較検討等も行うものとする。

4.2 断面実験

4.2.1 実験方法および実験条件

断面実験は、図-4.2 に示すように長さ 50m×幅 1.0m×高さ 1.2m の造波水路内に海底勾配約 1/100 の現地地形を再現し、水深 24.0m の位置に護岸模型を設置して行った。模型縮尺は、対象地点の設計波と造波機の性能等を勘案して 1/80 とした。なお、以下では、実験条件や実験結果等の数値は全て実物値で表示するものとする。

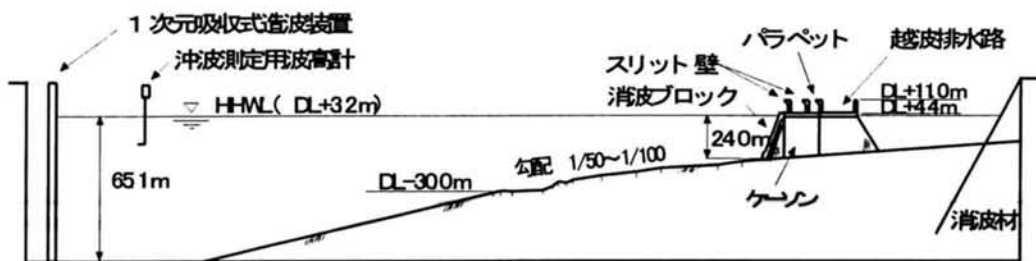


図-4.2 実験装置

実験に用いた波浪は、改良 Bretschneider・光易スペクトル(合田, 1987)を有する不規則波であり、対象地点の設計波 $H_{1/3}=11.3\text{m}$ 、 $T_{1/3}=15.5\text{s}$ (護岸前面波高)を中心に、 $H_{1/3}$ を 9.0~12.0m、 $T_{1/3}$ を 14.0~15.5s に変化させた。また、パラペットおよびスリットの天端高 h_c は 7.8m(D.L.+11.0m)であり、スリットの列数や開口率 ε (開口率の定義については図-4.1 参照)を種々変化させて越波量を測定した。

越波排水路内に入る越波量(図-4.1 中の q_1)の計測は、図-4.3 に示すように、パラペットの背後にロードセル(4個)を介して越波升を4点で吊り、越波升の荷重を計測することによって1波ごとの越波量(短時間越波量)を測定した。ここでは、測定した1波ごとの越波量を、越波した波の周期(ゼロアッ

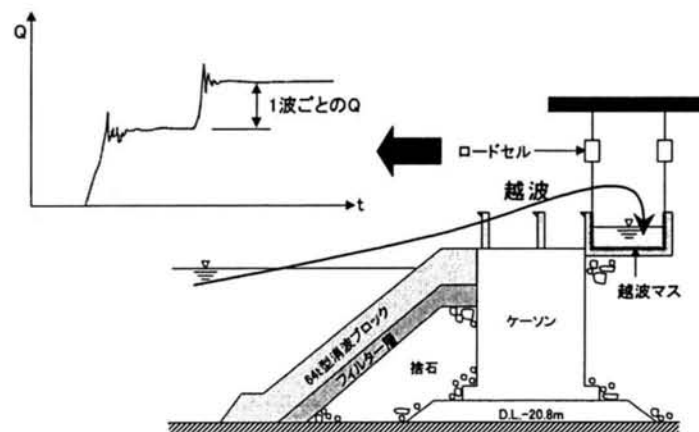


図-4.3 1波ごとの越波量の測定装置の概要図

プクロス法で定義)で除して1波ごとの越波流量を求めた。平均越波流量は、実験終了後に越波升に貯まった総越波量を計測し、それを造波時間で除すことによって求めた。また、この断面実験においては越波排水路の後壁を越えて背後地に入る平均越波流量(図-4.1 中の q_2)の計測も実施している。なお、測定時間は約1時間(模型で約410s)とし、約260波を対象とした。

4.2.2 実験結果および考察

(1) 平均越波流量の計測結果

図-4.4 は、 $H_{1/3}=11.3\text{m}$ 、 $T_{1/3}=15.5\text{s}$ の条件でスリットの列数および開口率を変化させ、平均越波流量 q_1 を測定した結果である。この図には、比較のために図-4.1 中に示す消波ブロック被覆堤の測定結果も示している。

これによると、一重スリットとした場合には、開口率20%で q_1 が最も小さくなるが、消波ブロック被覆堤よりも q_1 は大きくなることがわかる。一方、二重スリットの場合には、開口率を50-50%(1列目スリットの開口率-2列目スリットの開口率)としたケースでは、消波ブロック被覆堤より若干 q_1 が大きくなるが、ほぼ消波ブロック被覆堤と同一の q_1 となる。さらにそれより開口率を小さくした場合や三重スリットとした場合には、 q_1 はさらに低減する傾向にあるが、開口率50-50%と比較して格段に q_1 が減少するものでないことがわかる。なお、多重スリットとした場合には、越波排水路の後壁を越えて背後地に入る平均越波流量 q_2 は $0.01\text{m}^3/\text{s}/\text{m}$ (対象地点の許容越波流量)以下になることを確認している。

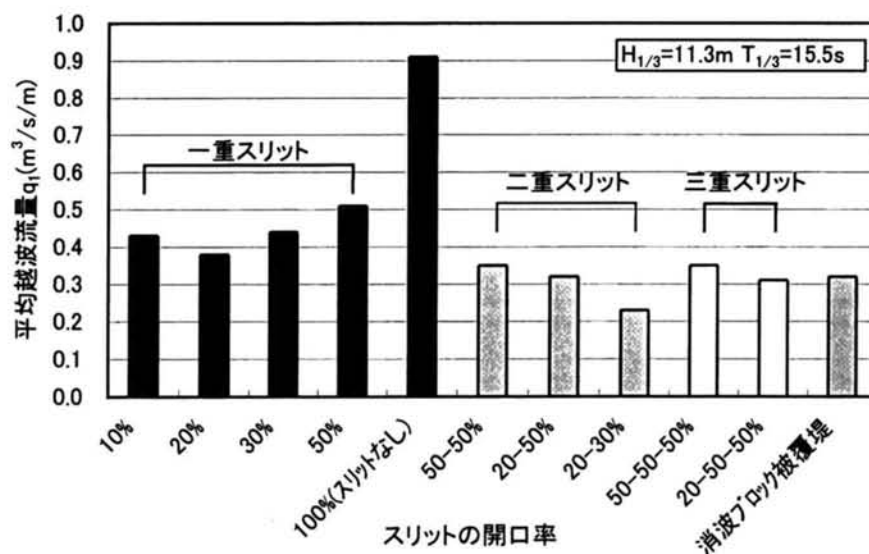
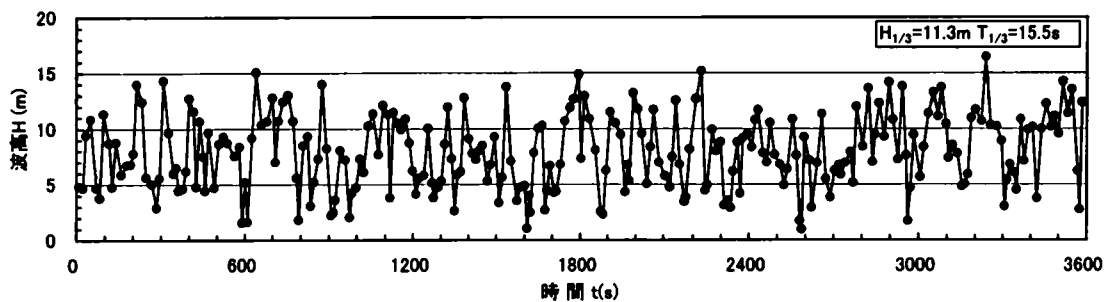


図-4.4 平均越波流量の測定結果(断面実験)

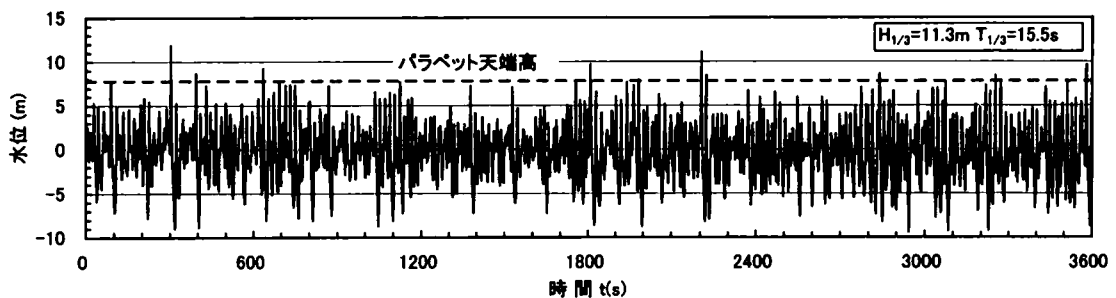
(2) 1波ごと(短時間越波量)および最大越波流量の計測結果

1波ごとの越波流量の計測結果の一例として、開口率が50-50%の条件で計測したものを、入射波高(護岸模型がない状態で計測した波高)および護岸前面水位(越波量の計測と同時に消波ブロックのり先部で計測した水位)の時系列変化と併せて示したものが図-4.5である。また、図中には、代表波の定義にしたがって求めた1/10最大越波流量 $q_{1/10}$ と1/3最大越波流量 $q_{1/3}$ (越波した波のみ対象)および平均越波流量 q も示している。

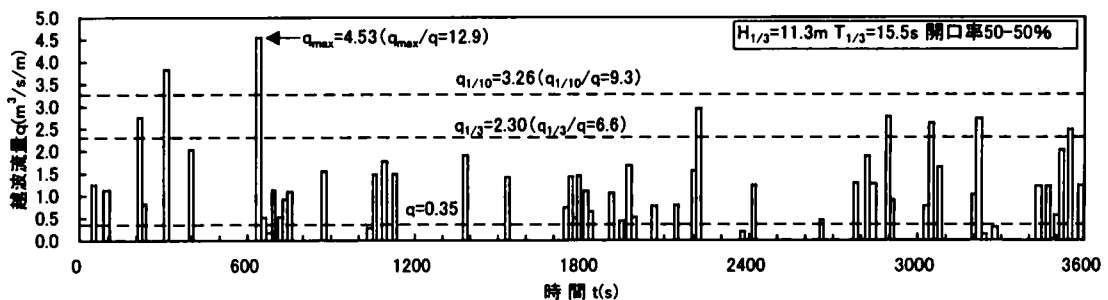
この例では、実験を対象とした261波のうち越波するのは55波(越波率約21%)であり、最大越波流量 q_{max} は平均越波流量 q の12.9倍となり、ほとんどの越波は平均越波流量よりも大きくなる。また、波高の大きい波が連なると越波も数波連なって発生している。この結果は、3.4で示した直立護岸を対象と



(1) 入射波の波高の時系列変化



(2) 護岸前面の水位の時系列変化



(3) 越波流量の時系列変化

図-4.5 1波ごとの越波流量の計測例(スリット開口率50-50%)

した結果(図-3.27 および図-3.28 参照)とほぼ同様の結果である。

図-4.6 は、この上部スリット式護岸の断面実験結果から、無次元平均越波流量 q_s と q_{max}/q の関係を、前述した直立護岸の結果図-3.31 上に追加してプロットしたものである。この場合、スリットの開口率や入射波高に関係なくプロットしている。

この図から、ここで実験を行った上部スリット式護岸の無次元平均越波流量 q_s と図-3.31 の無次元平均越波流量 q_s の範囲が異なるため直接的な比較は困難であるが、式(3.7)で示した近似曲線と比較すると、上部スリット式護岸でも式(3.7)で示した近似曲線の近傍でばらついており、この上部スリット式護岸でも無次元平均越波流量 q_s と q_{max}/q の関係は、ほぼこの近似曲線で表されるようである。

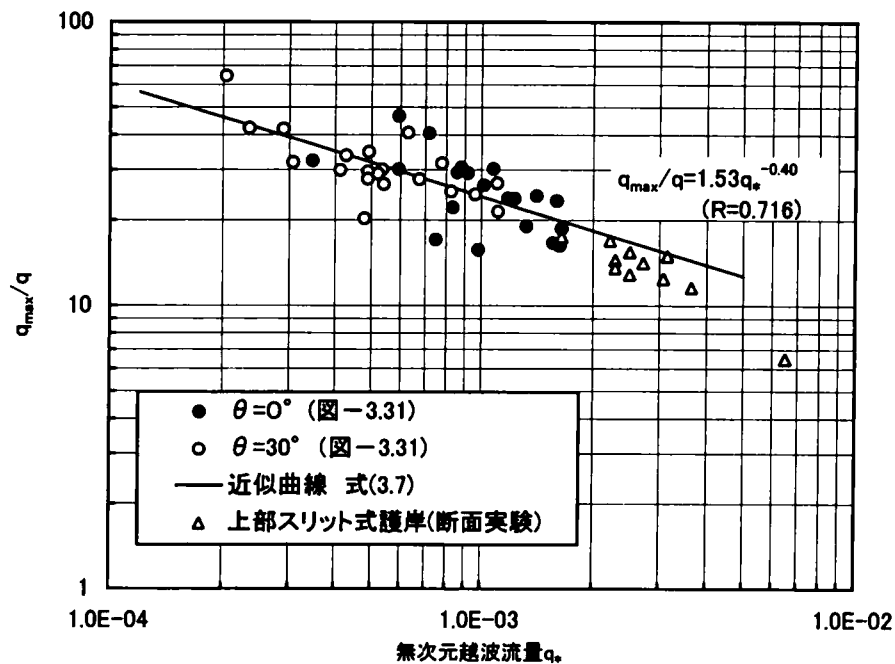
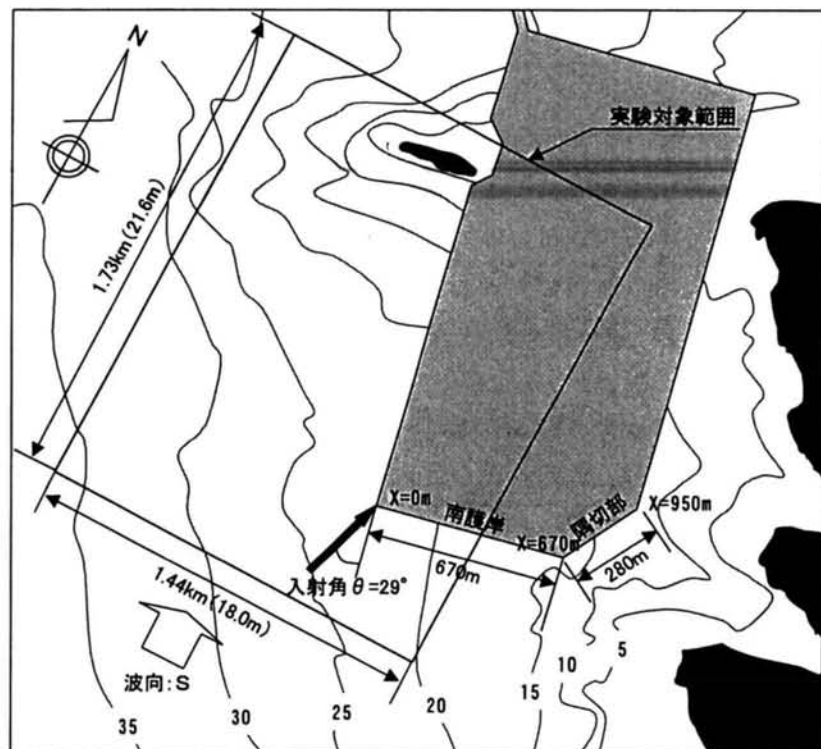


図-4.6 無次元平均越波流量 q_s と q_{max}/q の関係

4.3 平面実験

4.3.1 実験方法および実験条件

A地点で計画されている埋立地の平面形状は、図－4.7に示すとおりである。実際に、ここで検討を行う護岸は、延長670mの南護岸であり、隅角部を有する平面形状をしている。また、波向S(南護岸に対して最も危険な波向)の設計波が来襲した場合でも護岸への入射角は 29° (平均波向)であり、護岸法線方向に対して斜め入射する。したがって、実際の設計では、これらの影響を考慮する必要があるものと考え平面実験を実施した。



図－4.7 平面実験の実験対象範囲

平面実験に用いる平面水槽の大きさは、長さ29.6m×幅18.0m×高さ0.8mであり、図－4.7に示すように、南護岸670mのうち隅角部から約350mを抽出した形で模型を製作した。図－4.8は、この平面実験の模型配置を示したものであり、模型縮尺は断面実験と同じ1/80である。この平面実験においては、単一方向不規則波を用い、越波排水路内に流入する平均越波流量 q_1 の護岸法線方向の分布を計測した。また、この実験では、護岸前面に設置する消波ブロック(64t型)の安定性も検討した。

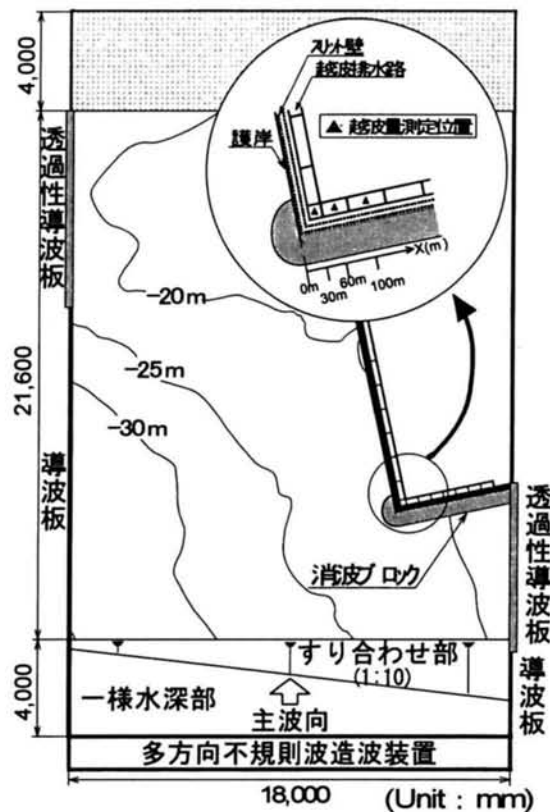


図-4.8 平面実験の模型配置図

4.3.2 実験結果および考察

図-4.9 は、護岸隅角部への入射波が $H_{1/3}=11.3\text{m}$ 、 $T_{1/3}=15.5\text{s}$ の条件で、スリットの開口率を 50-50% とした場合の護岸法線方向の q_1 の分布を示したものである。

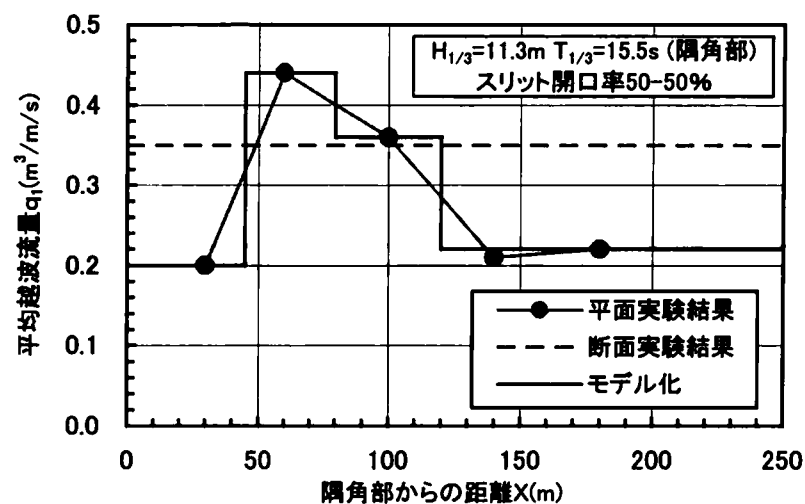
これによると、 $X=60\text{m}$ ($X/L_{1/3}=0.29$) の付近で q_1 が極大値を示す分布となり、この部分の q_1 は図-4.4 で示した断面実験の結果よりも大きくなる。このように隅角部付近で越波流量が増大する傾向は、榊山ら(1994)や富田ら(1999)の実験結果にも現れており、隅角部からの回折波の影響が現れたものと考えられる。一方、 X が 150m 以上となると q_1 は $0.22\text{m}^3/\text{s}/\text{m}$ 程度で、断面実験よりも小さくなる。これは、斜め入射の影響が現れたものと考えられる。また、後述する越波排水路の排水能力の評価は、この護岸法線方向の分布を考慮するものとし、図-4.9 中に実線で示すようなモデル化した分布を用いた。

この平面実験では、スリットの開口率を 20-30% としたケースも実施している。このケースでは、さらに q_1 が低減するが、スリットからの反射波が増大し、前面の消波ブロックがのり肩部で滑落する現象が見られた。したがって、実際の設計では開口率 50-50% を採用した。

また、消波ブロックの安定性については、構造物(直立壁)にほぼ平行に波が

入射した場合，STEM波の発達による波高増加が顕著になること（目見田ら，2000）を考えると，その影響が懸念された．そのため，別途入射角を変化させた平面実験も実施したが，消波ブロックを有する今回の断面においては，STEM波は形成されることなく，消波ブロックは安定であることを確認している．

なお，スリットの開口率 50－50％とした上部スリット式護岸で，図－4.1 中に示す通常の消波ブロック被覆型と比べ，工事費は概算であるが約 25％低減（消波工のみの比較）できる．



図－4.9 平均越波流量の護岸法線方向の分布

4.4 越波流量の変化モデルの検討

4.4.1 波連の連長理論を用いた越波流量の変化モデルの考案

越波排水路の排水能力の検討を行う場合には、流入する越波量の時系列変化を与える必要がある。その方法の1つとして、計測した1波ごとの越波流量の変化をそのまま与えることが考えられるが、同じ有義波高の波でも不規則波の波連は無数に存在するため、波連の異なる条件で実験を数多く実施する必要があるものと考えられる。したがって、越波排水路の排水能力を評価するための越波流量の変化モデルを検討し、それに基づいた排水能力の評価を実施することが望ましいものと考えられる。

そこで、ここでは図-4.10に示すような越波流量の変化モデルを考えた。これは、Kimura(1980)によって提案された隣り合う波高間の相関を考慮した連長の理論を用いることにした。そして、 q_{max} を発生させる波高 H_c を基準値として、その波高の繰り返しの連の平均長 \bar{j}_2 を式(4.1)により算定し、その時間内の総越波量 Q_t ($Q_t = q \cdot (\bar{j}_2 \cdot T)$)を q_{max} を含む連続3波(後述するが必ずしも3波ではない)に集約するものである。

$$\bar{j}_2 = \frac{1}{1-p_{22}} + \frac{1}{1-p_{11}} \quad (4.1)$$

$$p_{22} = \int_{H_c}^{\infty} \int_{H_c}^{\infty} p(H_1, H_2) dH_1 dH_2 / \int_{H_c}^{\infty} p(H_1) dH_1 \quad (4.2)$$

$$p_{11} = \int_0^{H_c} \int_0^{H_c} p(H_1, H_2) dH_1 dH_2 / \int_0^{H_c} p(H_1) dH_1 \quad (4.3)$$

ここに、 $p(H_1)$ は波高1個の確率密度関数であり、レーリー分布を仮定して式(4.4)で与える。

$$p(H_1) = \frac{H_1}{4m_0} \exp\left(-\frac{H_1^2}{8m_0}\right) \quad (4.4)$$

$$m_0 = \int_0^{\infty} S(f) df \quad (4.5)$$

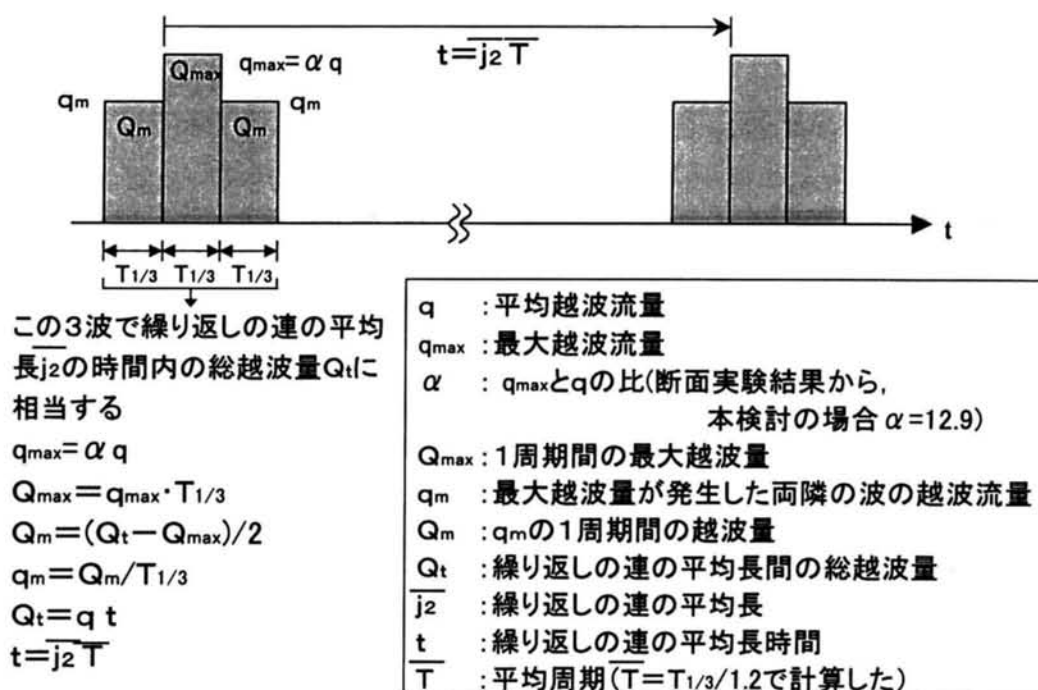
ここに、 m_0 はスペクトルの積分値、 $S(f)$ は周波数スペクトル(Bretschneider・光易スペクトル)である。

また、 $p(H_1, H_2)$ は隣り合う波高間 H_1 と H_2 の結合確率密度関数であり、Battjesら(1984)およびLonguet-Higgins(1984)が示した式(4.6)を用いるものとする。これは、隣り合う波高間の相関係数を考慮に入れたKimura(1980)の理論を、周波数スペクトルの関係でより明確な形で提示したものである。

$$p(H_1, H_2) = \frac{4H_1 H_2}{(1 - \kappa^2)(8m_0)^2} \exp \left[-\frac{(H_1^2 + H_2^2)}{(1 - \kappa^2)(8m_0)} \right] I_0 \left[\frac{2\kappa H_1 H_2}{(1 - \kappa^2)(8m_0)} \right] \quad (4.6)$$

$$\kappa^2 = \left| \frac{1}{m_0} \int_0^\infty S(f) \cos 2\pi f \tau df \right|^2 + \left| \frac{1}{m_0} \int_0^\infty S(f) \sin 2\pi f \tau df \right|^2 \quad (4.7)$$

ここに、 κ は包絡波形相関パラメータ、 I_0 は第1種変形 Bessel 関数、 τ は時間差であり、計算においては平均周期 \overline{T} を用いた。



図－4.10 考案した越波流量の変化モデルの模式図

ここで示した越波流量の変化モデルは、越波流量が不規則波群の個々の波によって変化しても、長時間の総越波量は一定になる(ある一定長時間の平均越波流量は一定になる)と考え、この時間の取り方を、波連の出現確率理論を用いて q_{\max} を発生させた波高 H_c の繰り返しの平均連長 $\overline{j_2}$ とし、この間の総越波量 Q_t と一致するように越波流量の出現モデルを作成するものである(図－4.11 参照)。その場合、 q_{\max} の両隣の q_m は q_{\max} を越えないことを満足し、最も波数が少なくなる条件とするものである(同じ総越波量でも短時間に越波が流入したほうが危険であるため)。なお、図－4.10 および図－4.11 では、模式的に波数は3波としているが、 q_m が q_{\max} を越える場合には3波に限定しないで波数を増やす必要がある。その意味では、図－4.10 の越波流量の変化モデル

ルはどのような場合にも適用できる一般的なモデルとは言いがたく、異なる条件で具体的な越波流量変化モデルを作成する場合には、別途実験結果等に基づいた検討を行う必要がある。

また、本モデルでは、 q_{max} の両隣に q_m をつけ、 q_m も同じ値にしているが、必ずしもそのようにする必要はない (q_{max} の前後どちらかに q_m を2波をつけ、 q_m も異なる値でも良い)。しかし、この程度に短時間かつ多量に越波する場合には、総越波量が同一であれば、越波の順序や1波毎の越波流量が多少変化しても越波排水路の水位に大きく影響を及ぼさない考え、このような越波流量の変化モデルとした。

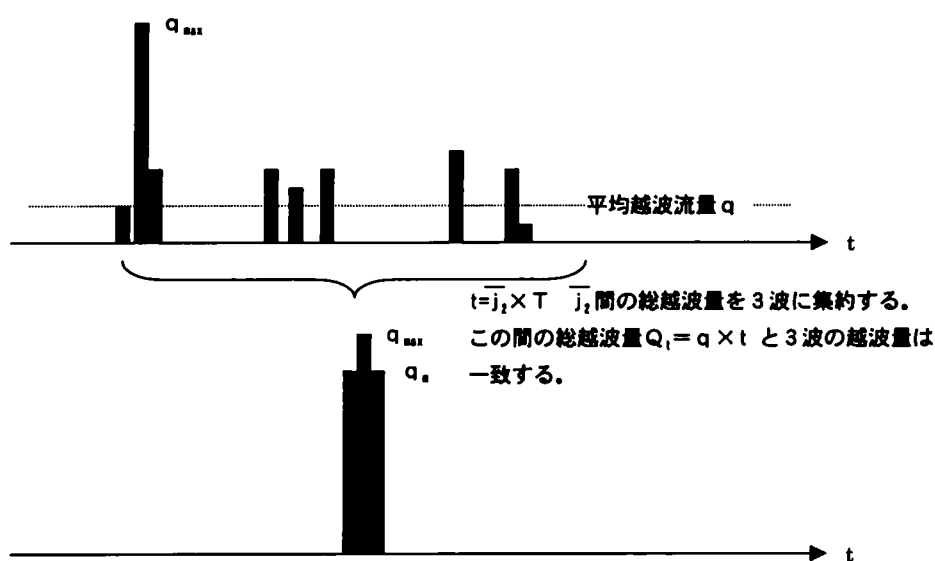


図-4.11 越波流量の変化モデルの考え方

この方法では、 q_{max} が発生した両隣の波の越波流量 q_m に対応する波高がわかれば、その波高を基準値としてそれを連続して越える確率も式(4.8)によって計算できる。逆に、最初に設計に用いる越波の出現確率を定めておき、その確率になる越波流量の変化モデルを作成することも可能になる。

$$P(j_1) = p_{22}^{j_1-1} (1 - p_{22}) \quad (4.8)$$

ここに、 $p(j_1)$ は $H > H_c$ の波高が j_1 (ここでは $j_1 = 3$) だけ続く確率である。

4.4.2 計算に用いる越波流量の変化モデルの検討

実際の越波排水路の排水計算(4.5 参照)に用いる越波流量の変化モデルを具体的に述べると以下のようなものである。図-4.5 から、入射波の波高と1波ごとの越波流量の関係を整理したものが図-4.12 である。これによると、進行波の波高が大きくなると、1波ごとの越波流量が大きくなる傾向にあるが、同じ

波高でも1波ごとの越波流量にばらつきが見られる。これは、1波ごとの波の周期や前後の波との位相およびサーフビートのような平均水位の変動等が関係しているものと考えられる。

そのため、ここでは安全側を考えて、実験値の上限値の包絡線を図中のよう
に作成して越波流量の変化モデルを検討した。この図から、 $q_{max}=4.53\text{m}^3/\text{s}/\text{m}$
を発生させる波高 H_c を15.1mに設定すると、式(4.1)より繰り返しの平均連
長 \bar{j}_2 は42波(約540s)となり、この間の総越波量 Q_t を計算し、 q_{max} が発生し
た両隣の波の越波流量 q_m を算定すると、 $q_m=3.84\text{m}^3/\text{s}/\text{m}$ となる。この q_m
となる波高を、図-4.12の包絡線を基に設定すると14.3mとなり、この波高
を連続して3波越える確率を式(4.8)により計算すると、約1200波に1回発生
する確率となり、設計波が約4時間続いた時に1回出現する確率となる。

なお、これらの検討結果から、実際の越波排水路の排水計算(4.5参照)に用
いる具体的な越波流量の変化モデルを図-4.13に示す。

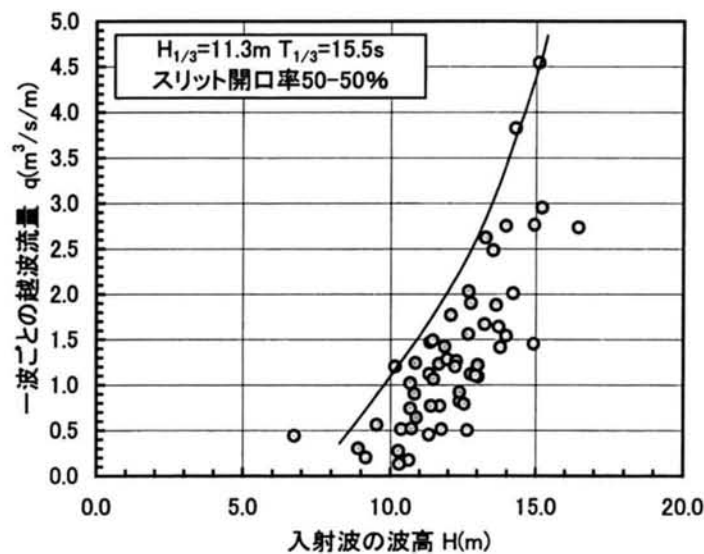


図-4.12 1波ごとの波高と越波流量の関係(図-4.5を基に作成)

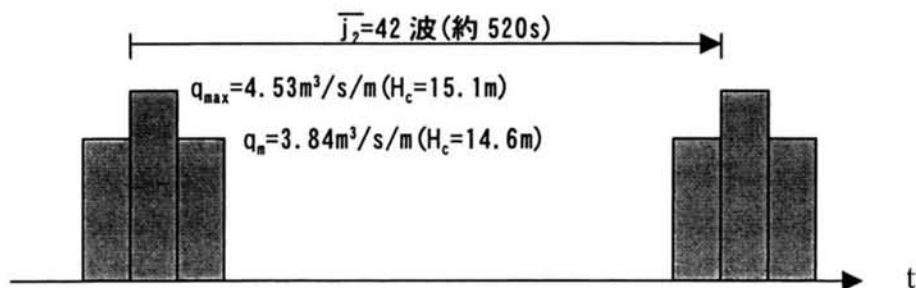


図-4.13 越波排水路の排水計算に用いる越波流量の変化モデル

4.5 越波排水路の排水計算

4.5.1 計算方法および計算条件

越波排水路の排水能力は、第3章で検討したとおり越波を横越流とみなした不定流計算を行うことにより、越波流入時の水面形を追跡し、その最高水位で評価した。すなわち、越波排水路内の最高水位が、その天端以下になる場合には、排水可能とする。また、この計算は、下流端水深に等流水深を与え、水路分割間隔 Δx を10m、計算時間間隔 Δt を1/1000sとして計算した。

検討に用いた越波排水路は長方形断面であり、図-4.14に示すように、水路延長は950m、下流端敷高 D.L.+4.4m、上流端敷高 D.L.+5.35m の1/1000勾配水路である。越波は南護岸670mの区間で流入し、隅切部280mの区間からの越波は流入しないものとした。また、マンシングの粗度係数は0.015、排水路の天端高はD.L.+11.0mであり、越波排水路内の最高水位がそれ以下となる水路幅 B を検討した。

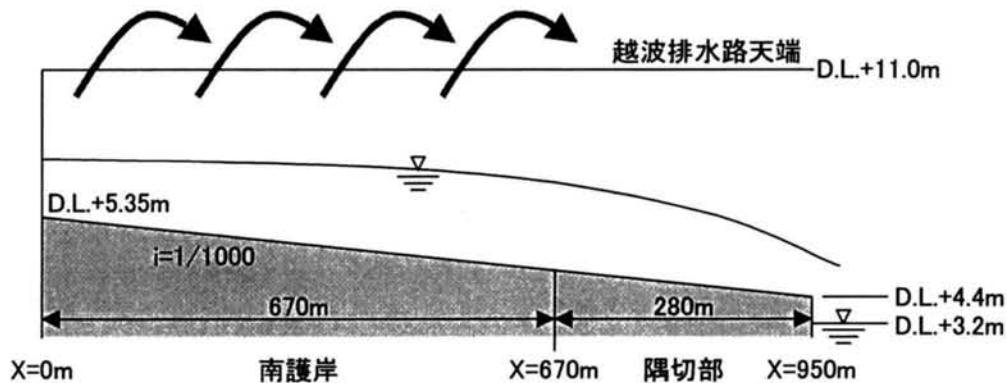


図-4.14 検討に用いた越波排水路の縦断図

越波排水路内に流入させる越波流量の変化は、比較検討を実施するため以下の3ケースについて実施した。ただし、いずれのケースも1周期間の越波流量の変化は考慮せず、1波ごとの越波流量を1周期間平均的に与えている。

Case 1 : 図-4.13に示した越波流量の変化モデルを用いて計算するケース
計算時間は、 q_{max} を発生させた波高 H_c の繰り返しの平均連長 \bar{T}_2 間の約540sとする。

Case 2 : 図-4.5(3)で示した1波ごとの越波流量の計測結果をそのまま与えて計算するケース
計算時間は、図-4.5(3)の越波流量の時間変化を入力条件としているため1時間とする。

Case 3 : 時間に関係なく常に平均越波流量 $q=0.35\text{m}^3/\text{s}/\text{m}$ を与えて計算する

ケース

計算時間は、Case 2 と同様に 1 時間とする。ただし、常に平均越波流量を与える(越波流量に変化がない)ため、結果的には計算開始から 500s 程度でほぼ定常状態となった。

なお、ここでは、波は単一方向不規則波として取り扱っているため、越波は隅角部から位相をもって順次下流のほうに流入し、越波の時間遅れが生じる(図-4.15 参照)。したがって、ここでの越波排水路の排水計算においては、斜め入射による越波の遅れ時間 t' を考慮するものとし、式(4.9)で与える。

$$t' = x \sin \theta / c \quad (4.9)$$

ここに、 x は護岸隅角部からの距離、 θ は護岸への入射角、 c は隅角部の水深で計算した波速である。

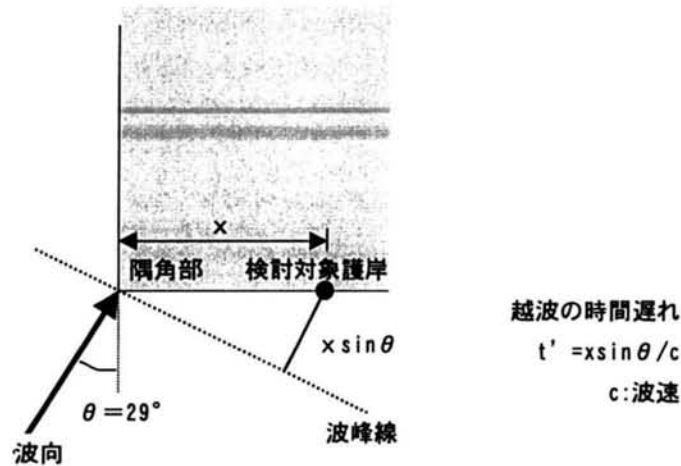


図-4.15 越波の時間遅れの模式図

4.5.2 計算結果および考察

図-4.16 は、Case 1 の最高水位が排水路天端高 D.L.+11.0m をぎりぎり下回る場合として、水路幅 $B=20\text{m}$ とした場合の最高水位の分布(時間に関係なく各計算点の最高水位をプロットしたもの)を各ケースで比較して示したものである。

この計算結果から、越波流量の変化モデルを用いた Case 1 は、常に平均越波流量を与える Case 3 に比べて、約 2.5 倍の水深となっていることがわかる。また、計測した 1 波ごとの越波流量をそのまま用いた Case 2 は、Case 1 と比較して 0.5~1.0m 程度水位が低くなっているが、Case 3 の約 2 倍の水深となっている。

したがって、越波排水路の規模等を検討する場合には、平均越波流量のみを用いて検討することは非常に危険であり、1 波ごとの越波量や短時間越波量を十分考慮する必要があると言える。また、越波排水路の規模等を概略的に検討

する場合には、平均越波流量を用いて検討した水位(水深)の約 2.5 倍を目安にしておけば良いものと考えられる。

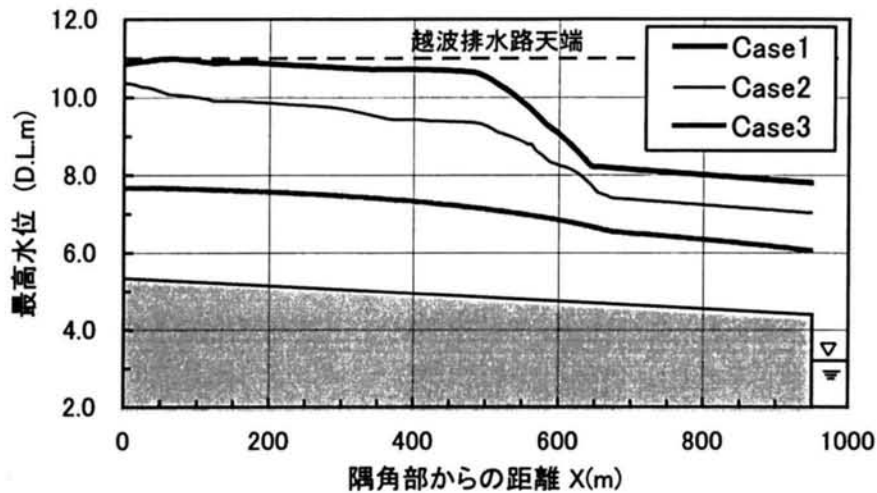


図-4.16 最高水位の包絡線(水路幅B=20m)

図-4.17 は、Case 1 の越波排水路内の代表時間の水面形を示したものである。この計算は、斜め入射による越波の時間遅れを考慮しており、隅角部 $X=0\text{m}$ から越波が始まって南護岸 $X=670\text{m}$ までの時間遅れは約 23sec であり、流下方向に越波していくことになる。また、周期 15.5s の 3 波が連続して越波するため、南護岸 670m の区間には約 70s 間越波が流入していることになる。したがって、図中に示すように、水位は上流端のほうから上昇し、それが下流に伝わっていくように水面形が変化している。また、越波が流入しなくなった時

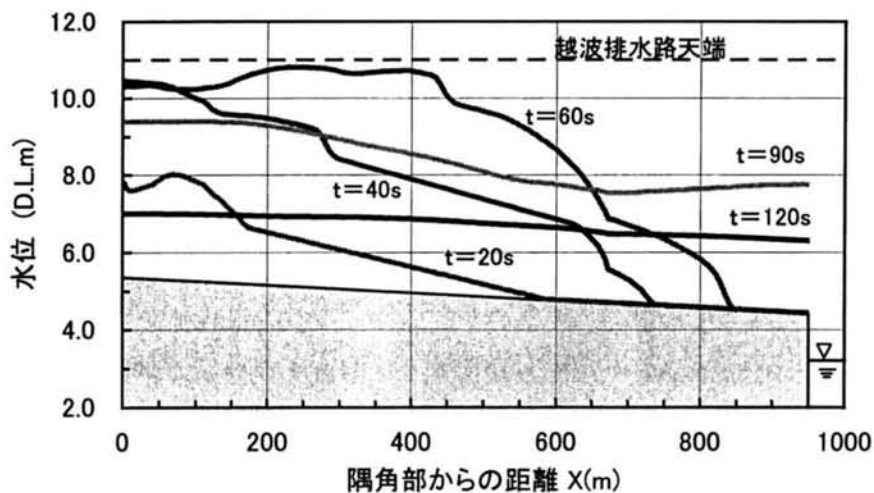


図-4.17 代表時間の水面形(Case1)

間 ($t > 70\text{s}$) では、水位が全体的に徐々に下がってることがわかる。なお、 q_{\max} を発生させた波高 H_c の繰り返しの平均連長 $\overline{J_2}$ 間の約 540s では、水位はほぼ初期状態に戻ることを確認している。

なお、実際の設計では、越波流量の変化モデルを用いた Case 1 において越波排水路の水路幅 B を変化させて水位変化を計算し(図-4.18 参照)、その最高水位が越波排水路の天端(D.L.+11.0m)を下回る排水路幅を採用した。結果的には、図-4.16 および図-4.18 に示すように排水路幅は $B=20\text{m}$ に決定した。

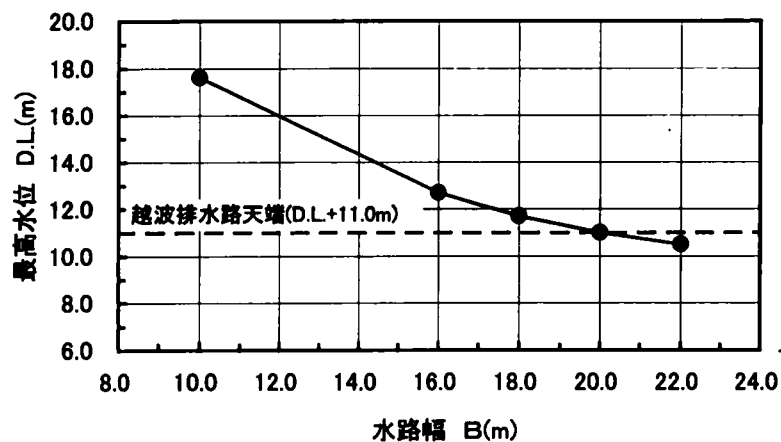


図-4.18 水路幅と最高水位の関係(Case1)

4.6 結語

本章では、第3章で検討した越波排水路の排水能力の評価法を適用して、実際の越波排水路の設計例を示した。その場合、越波排水路の排水能力を評価するための越波流量の変化モデルの検討も行った。さらに、本章では、外洋に面した大水深域に建設される護岸の種々の課題や要求に対応するために考案した上部スリット式護岸の越波低減特性を実験的に明らかにした。その結果を要約すると以下のようなものである。

(1) 上部スリット式護岸のスリットを二重に配置し、その開口率を50%程度にすることにより、通常の消波ブロック被覆堤と同程度の越波低減効果が期待できる。なお、スリットの開口率50-50%とした上部スリット式護岸で、通常の消波ブロック被覆型と比べ、工事費は概算であるが約25%低減できる。

(2) 越波排水路の排水能力を評価する場合の越波流量変化モデルは、図-4.12のようなものを考案した。すなわち、最大越波流量を発生させる波の繰り返しの連の平均連長を算定し、その時間内の総越波量を最大越波流量を含む3波に集約するものである。

(3) 越波排水路の排水計算の結果、越波流量変化モデルを用いて計算した最高水位は、平均越波流量を用いて計算した最高水位の約2.5倍になり、このような越波排水路の排水能力の評価においては、平均越波流量のみを用いて検討することは非常に危険であり、短時間の越波現象を十分考慮する必要があることがわかった。

参考文献

- 合田良実(1987):数値シミュレーションによる波浪の標準スペクトルと統計的性質,
海岸工学論文集, 第 34 巻, pp.131-135.
- 榑山 勉・鹿島遼一・窪 泰造(1994):多方向不規則波に対する人工島防波護岸の
越波特性と耐波特性, 海岸工学論文集, 第 41 巻, pp.656-659.
- 富田孝史・河合尚男・平石哲也・朝信英明・松葉秀樹・海原敏明(1999):複合断面
消波護岸の越波特性, 海岸工学論文集, 第 46 巻, pp.751-755.
- 目見田 哲・酒井哲郎(2000):構造物沿いのステム波の碎波特性, 海岸工学論文集,
第 47 巻, pp.786-790.
- Battjes, J.A. and G.Ph. van Vledder(1984):Verification of Kimura' s theory
for wave group statistics, Proc. 19th Conf. on Coastal Engg., pp.642-648.
- Kimura, A(1980):Statistical properties of random waves groups, Proc. 17th Conf.
on Coastal Engg., pp.2955-2973.
- Longuet-Higgins, M.S. (1984):Statistical properties of wave groups in a random
sea state, Phil Trans. Roy. Soc. London, Ser. A, Vol.312 pp.219-250.

第5章 越波排水路内の水位に及ぼす波の方向分散性の影響検討

5.1 緒言

第3章では、高波浪が直接来襲する外洋に面した大水深域の防波護岸に設置される越波排水路の排水能力の評価法について検討し、第4章では、それを適用して実際の越波排水路の設計例を示した。しかしながら、第3章および第4章で示した結果は、単一方向不規則波を対象としたものである。

このような大水深域に建設される護岸の越波においては、波の方向分散性(多方向性)を考慮する必要があることが指摘されている(榊山ら, 1994; 平石ら, 1996; Franco, 1995)。特に、越波排水路の排水能力等を検討する場合、全て単一方向波として取り扱うと、図-5.1に模式的に示すように護岸法線方向の全断面に同時に越波が流入することになり、それで越波排水路の規模等を決定することは過大設計になることが予想される。

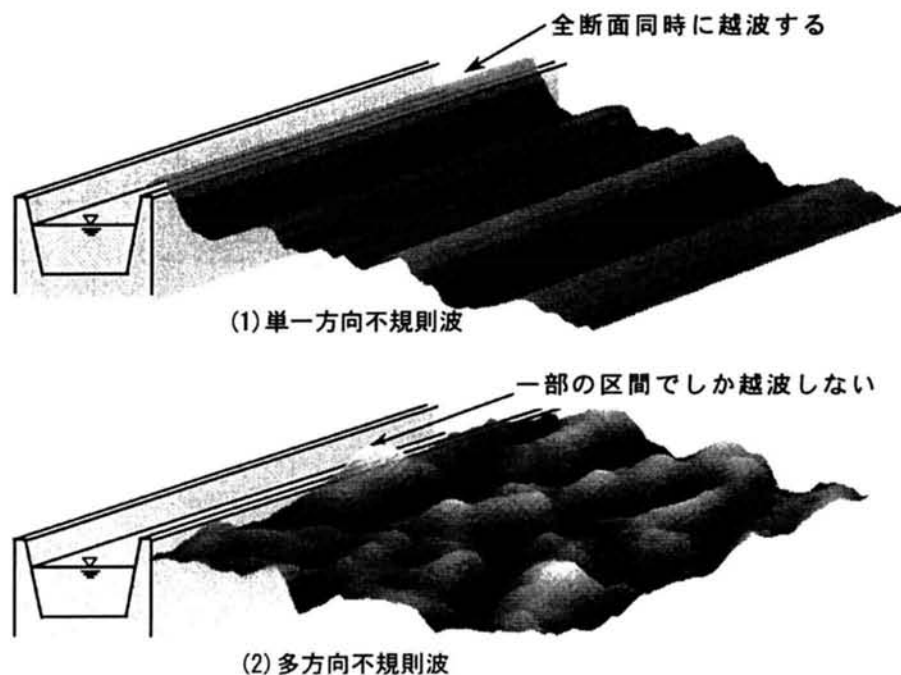


図-5.1 越波排水路への流入の模式図

そこで、この章では、より合理的な越波排水路の設計法の確立に向けて、波の方向分散性が越波排水路の水位に与える影響を検討する。具体的には、多方向不規則波を模擬発生させることによって、空間的・時間的に変動する越波流量を計算し、それを越波排水路内に流入させて、越波排水路内の水位を第3章で示した方法で行うことにより、波の方向分散性が越波排水路内の水位に与える影響(多方向不規則波と単一方向不規則波の差等)を検討する。

5.2 検討方法および検討条件

5.2.1 多方向不規則波の発生方法と越波流量の算定方法

多方向不規則波の模擬発生および越波流量の算定は、シングルサンメーション法で計算した護岸前面の水位変動から、越流公式を用いて行った。以下にその算定法について述べる。

ここでは、計算を簡単にするため、海底は勾配がなく水深は一様とし、座標系は図-5.2に示すように取る。すなわち、直線状の護岸が x 軸上にあり、 y 軸を護岸法線を 0 として沖側が正となるように取る。来襲する多方向波の主波向を θ_0 とし、護岸法線に対して直角に入射する波の進行方向が 0° となるように角度を定義する。護岸により波が完全反射するものと仮定すると、多方向不規則波が入射する場合の護岸前面 (x 軸上) の水位変動は次式で示される。

$$\eta(x, t) = K \sum_{n=1}^{N_s} 2a_n \cos(k_n x \sin \theta_n + \sigma_n t + \varepsilon_n) \quad (5.1)$$

ここで、 $\eta(x, t)$ は、時間 t における護岸前面の水位であり、添字 n は、 n 番目の成分波の諸量であることを示している。なお、ここでの検討においては、護岸(一文字堤)両端から発生する回折散乱波の影響は考慮しないものとしている。

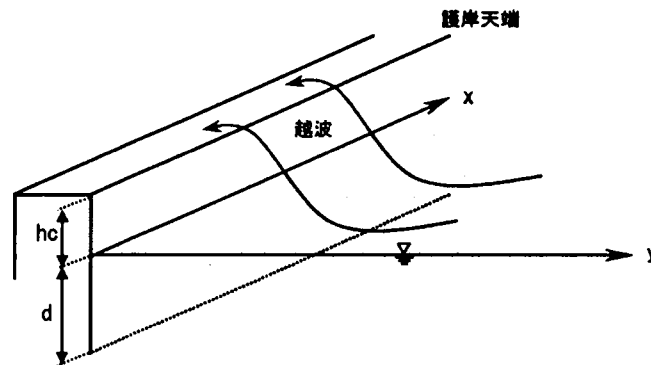


図-5.2 計算の座標系

シングルサンメーション法(高山ら, 1989)によって、波向の異なる N_s 個の成分波を重ね合わせることにより、多方向不規則波の水位変動を計算した。 a_n , k_n , θ_n , σ_n , ε_n は、それぞれ、成分波の片振幅、波数、波向、各周波数および初期位相を示す。また、 K は波の非線形効果を考慮するために導入された係数(合田ら, 1975)であり、平石ら(1996)と同様に次式で算定した。

$$K = \eta/H = \min\{(1.0 + a_b H/d), c_b\} \quad (5.2)$$

$$(a_b = 1.0, c_b = 10)$$

ここで、 d は護岸前面水深である。

越波流量 q は、図-5.3 に示すように式(5.1)で計算される護岸前面の水位を時系列的に算定し、その水位が護岸の天端 h_c を越えると越流が生じるとし、式(5.3)で計算した。

$$\left. \begin{aligned} q(x,t) &= C_0 \sqrt{2g} \{\eta(x,t) - h_c\}^{3/2} & ; \eta \geq h_c \\ q(x,t) &= 0 & ; \eta < h_c \end{aligned} \right\} \quad (5.3)$$

ここで、 C_0 は越流係数であり、平石ら(1996)の検討結果から、 $C_0 = 0.3$ と一定にした。

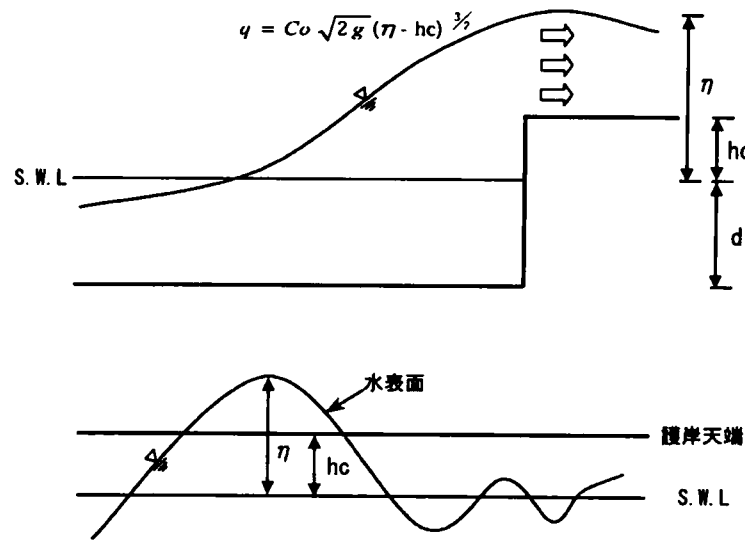


図-5.3 護岸越波の模式図

また、式(5.1)の成分波の振幅 a_n は、式(5.4)で求められる。

$$a_n = \sqrt{2S(f_n; \theta_n) \delta f_n \delta \theta_n} \quad (5.4)$$

ここで、 $S(f_n; \theta_n)$ 、 δf_n および $\delta \theta_n$ は、それぞれ方向スペクトル、 n 番目の成分波の周波数幅および波向幅である。

方向スペクトルは、周波数スペクトル $S(f_n)$ と方向関数 $G(\theta)$ の積として表される。周波数スペクトルは、式(5.5)で示す改良 Bretschneider・光易スペクトル(合田, 1987)を用いる。

$$S(f) = 0.205 H_{1/3}^2 T_{1/3}^2 (T_{1/3}^2 f)^{-5} \exp\{-0.75(T_{1/3}^2 f)^4\} \quad (5.5)$$

方向関数 $G(\theta)$ は、次式で示す改良光易型方向関数(合田ら, 1975)を用いた。

$$G(\theta; f) = G_0 \cos^{2s} \left(\frac{\theta - \theta_p}{2} \right) \quad (-90^\circ < \theta < 90^\circ) \quad (5.6)$$

ここで、 θ_p は主波向、 G_0 は方向関数の面積を 1 とする係数で、式 (5.7) で計算する。

$$G_0 = \frac{1}{\int_{-\pi/2+\theta_p}^{\pi/2+\theta_p} G(\theta; f) d\theta} \quad (5.7)$$

s は、波の方向分布特性を表す係数で、次式で定義される。

$$\left. \begin{aligned} s &= S_{\max} (f/f_p)^5 & ; f \leq f_p \\ s &= S_{\max} (f/f_p)^{-2.5} & ; f > f_p \end{aligned} \right\} \quad (5.8)$$

ここで、パラメータ S_{\max} は、 s のピーク値で方向集中度パラメータと呼ばれる。また、 f_p はピーク周波数であり、式 (5.9) で計算する。

$$f_p = 1/1.05T_{1/3} \quad (5.9)$$

式 (5.1) で護岸前面の時間的な水位変動がわかると、式 (5.3) で単位幅、単位時間あたりの越波流量 q が計算できる。また、平均越波流量は、護岸背後に護岸背後に越波升があると仮定し、式 (5.10) で示すように計算時間内に貯まる総越波量をその時間で除すことによって求める。

$$\text{平均越波流量 } q = \sum_{t=0}^{t=3600} q(x, t) \Delta t / \Delta x \quad (5.10)$$

越波排水路内の水位は、式 (5.3) により算定した空間的・時間的に変動する越波流量を越波排水路内に流入させ、3.5 で示した 1 次元不定流計算によって計算した。

5.2.2 検討条件および検討ケース

(1) 護岸および越波排水路の条件

この章の検討に用いた護岸は、前面水深 20.0m、天端高 11.0m の直立護岸で、越波排水路は、延長 800m、水路勾配 1/500、水路幅 30m の長方形断面であり、両者とも第 3 章の実験で用いたもの (図-3.3 参照) と同一である。また、越波排水路の水位の計算を行う場合の水路分割間隔 Δx は 10m、計算時間間隔 Δt は 1/1000 s、粗度係数 n は 0.025 であり、これも 3.5.2 に示した条件と同一である。

(2) 波浪条件

計算に用いた波浪条件は、 $H_{1/3} = 9.0\text{m}$ 、 $T_{1/3} = 15.0\text{s}$ であり、波向は主波向 θ_p が 0° (護岸法線に対して直入射する条件) とした。

また、ここで用いる方向関数は、前述したように式 (5.6) で示される改良光

易型方向関数を用いるが、方向集中度パラメータ S_{\max} は、10, 25, 75 および ∞ (単一方向不規則波) の4種類に変化させ、波の方向分散性の影響を検討した。

なお、式(5.1)によって多方向不規則波を発生させる場合の区間間隔 Δx は10m、時間間隔 Δt は0.1s、成分波数 N_s は900、計算時間は1時間とし、初期位相 ε_n は乱数を用いて与えた。

(3) 越波流量の算定条件

検討に用いた護岸の天端高 h_c は11.0mである。流入させる越波流量は、以下の2ケースについて行った。

Case 1 : 各 S_{\max} で平均越波流量を同一にして方向分散性のみを考慮する場合

Case 2 : 修正天端高係数を用いて S_{\max} (方向分散性) による平均越波流量の変化を考慮する場合

Case 1 の場合、式(5.3)で越波流量を計算する場合の護岸天端高 h_c は、どの S_{\max} でも実天端高 ($h_c = 11.0\text{m}$) を与えた。結果的には、 S_{\max} による平均越波流量の差はほとんどない結果となった。

Case 2 では、式(5.3)の護岸天端高 h_c は、式(5.11)で算定する修正天端高 h_c^* (平石ら, 1996)を用いるものとした。

$$h_c^* = \left[\sum_{n=1}^{N_s} \frac{S(f_n) \delta f_n}{m_0} \lambda_n \right] \quad (5.11)$$

ここに、 f , $S(f)$, δf , m_0 はそれぞれ、周波数、スペクトル密度、代表周波数間隔および波の全エネルギーを表す。また、 λ_n は、波向による越波流量の変化を表す関数で、式(5.12)で求める。

$$\lambda_n = h_{c0} / \beta_n \quad (5.12)$$

ここに、 h_{c0} は修正前の護岸天端高すなわち実天端高である。 β_n は n 番目の成分波に対する修正天端高係数であり、実天端高 h_{c0} と斜め入射波と越波流量が同一となる直入射の天端高 h_c' の比であり、式(5.13)で表される。

$$\beta_n = h_{c0} / h_c' \quad (5.13)$$

高山ら(1984)は、斜め入射単一方向波の越波流量は、一般に直入射と比較して減少することを実験的に明らかにしており、斜め入射波に対する修正天端高係数 β は一般的には1より小さくなる。ここでは、平石ら(1996)が、この高山らの実験結果を定式化した式(5.14)を用いるものとする。

$$\left. \begin{aligned} \beta_n &= 1 - \sin^2 \theta_n & : |\theta_n| \leq 30^\circ \\ \beta_n &= 1 - \sin^2 30^\circ & : |\theta_n| > 30^\circ \end{aligned} \right\} \quad (5.14)$$

5.3 検討結果および考察

5.3.1 多方向不規則波の水位分布

図-5.4 は、 S_{\max} を変化させて、シングルサンメーション法により多方向不規則波を発生させた場合のある瞬間の水位の平面分布を示したものである。これによると、 $S_{\max} = \infty$ (単一方向不規則波) では、波峯が揃っている波が入射してくることがわかる。一方、 S_{\max} を 10, 25 および 75 とした多方向不規則波では波峯は揃わず、いわゆる切れ波の状態であることがわかる。また、各 S_{\max} を比較すると、 S_{\max} が大きくなっていく (方向集中度が大きくなる) と波峯が揃ってくることをわかる。

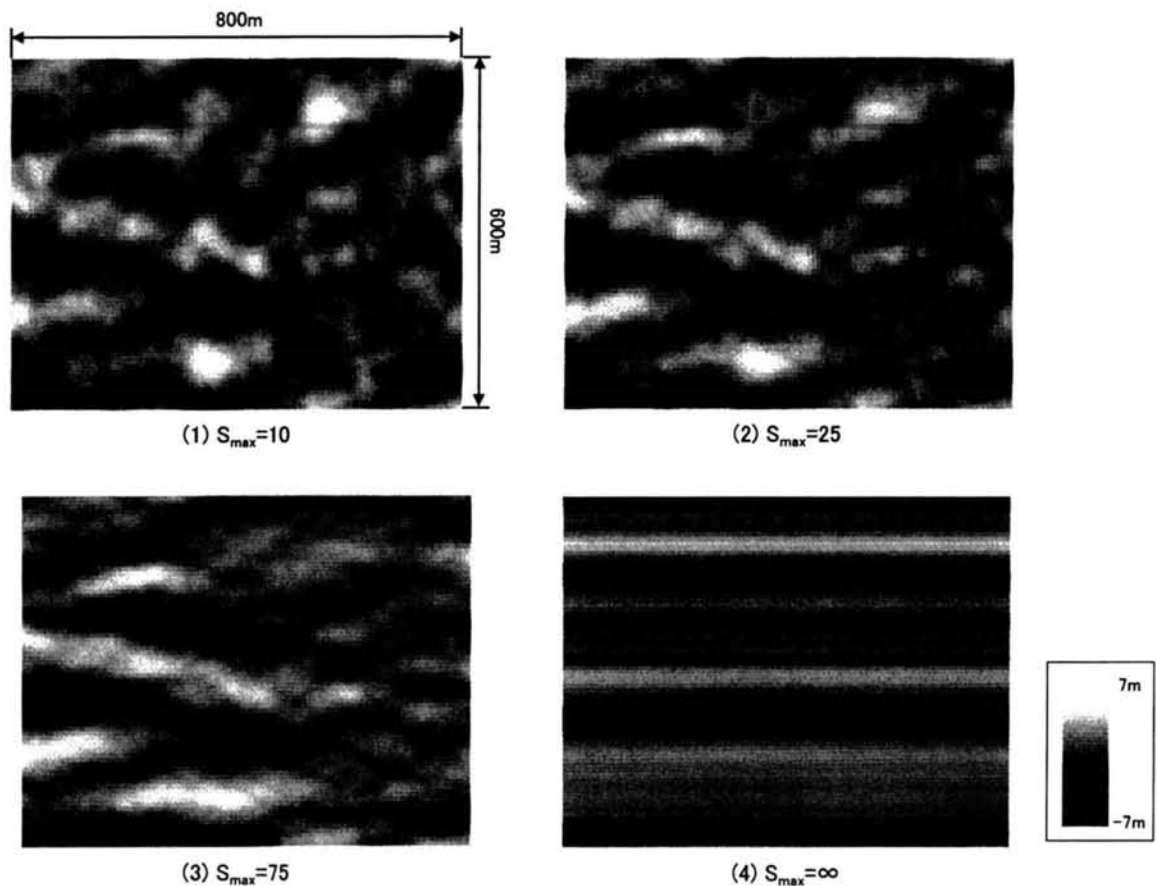


図-5.4 多方向不規則波の水位の平面分布の例

($h=20\text{m}$, $H_{1/3}=9.0\text{m}$, $T_{1/3}=15.0\text{s}$, $\theta_p=0^\circ$)

図-5.5 は、ある瞬間の護岸前面水位の空間分布を多方向不規則波 ($S_{\max}=10$) と単一方向不規則波 ($S_{\max}=\infty$) を比較して示したものであり、図中には護岸の天端高も示している。この図から、単一方向不規則波では、護岸全延長に

わたって水位が護岸天端を越え、全断面に越波が同時に流入するが、多方向不規則波では、一部の区間でしか越波していないことがわかる。

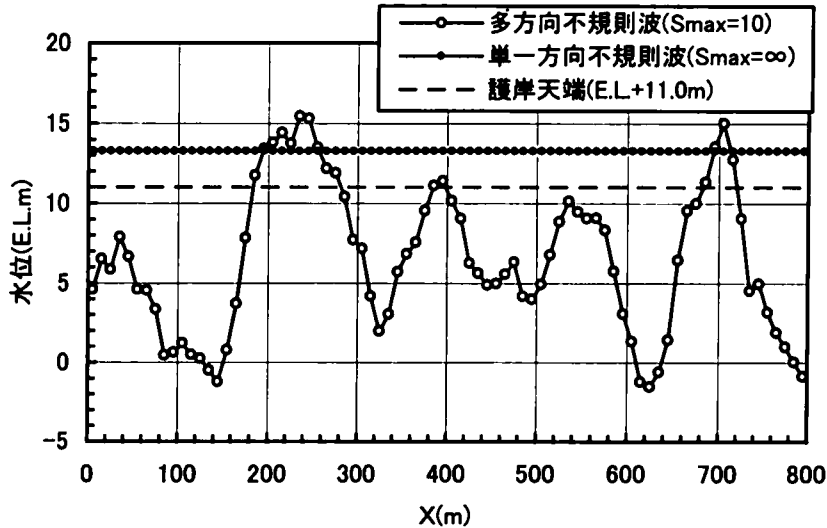


図-5.5 護岸前面の瞬間水位の空間分布の代表例

5.3.2 平均越波流量の空間分布

図-5.6 は、Case 1 の平均越波流量 q の空間分布を示したものである。この平均越波流量は、計算時間 1 時間の総越波量を算定し、それを計算時間で除して単位幅当たり修正したものである。Case 1 は、各 S_{\max} で平均越波流量を同一にして方向分散性のみを考慮する場合であり、ここでは式 (5.3) で越波流量を計算する際に、護岸天端高 h_c をどの S_{\max} でも実天端高 ($h_c=11.0\text{m}$) を与えて計算し、その結果が各 S_{\max} で大きく変化している場合には護岸天端高を

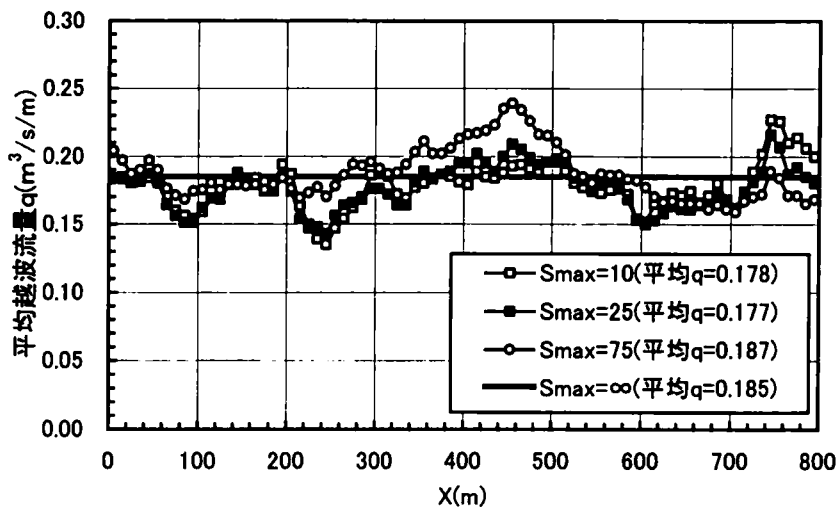


図-5.6 平均越波流量の空間分布(Case1)

補正するものとした。

これによると、多方向不規則波では水位の変化が各計算点で異なるため、 $S_{max} = \infty$ 以外の平均越波流量は、その各計算点で若干のばらつきがみられ、 S_{max} によってもその空間分布が異なる。しかしながら、護岸法線方向に平均した平均越波流量は、表-5.1に示すように各 S_{max} の値によってあまり差がないことから、以下の検討においては、この結果をそのまま用いるものとし、護岸天端高 h_c の補正は行わなかった。

表-5.1 護岸法線方向に平均した平均越波流量(Case1)

S_{max}	護岸法線方向に平均した 平均越波流量($m^3/s/m$)
10	0.178
25	0.177
75	0.187
∞	0.185

図-5.7は、Case2の平均越波流量 q の空間分布を示したものである。Case2は、修正天端高を用いて多方向不規則波による平均越波流量の低減効果を考慮しているため、方向分散性が大きくなる(S_{max} が小さくなる)と平均越波流量が小さくなり、最も差が現れる $S_{max}=10$ と $S_{max}=\infty$ を比較すると、 $S_{max}=10$ の平均越波流量は $S_{max}=\infty$ の40%程度となる。また、Case2においても、Case1と同様に、多方向不規則波では水位の変化が各計算点で異なるため、平均越波流量は各計算点で若干のばらつきがみられる。表-5.2に、Case2の各 S_{max} の修正天端高と護岸法線方向に平均した平均越波流量を整理して示す。

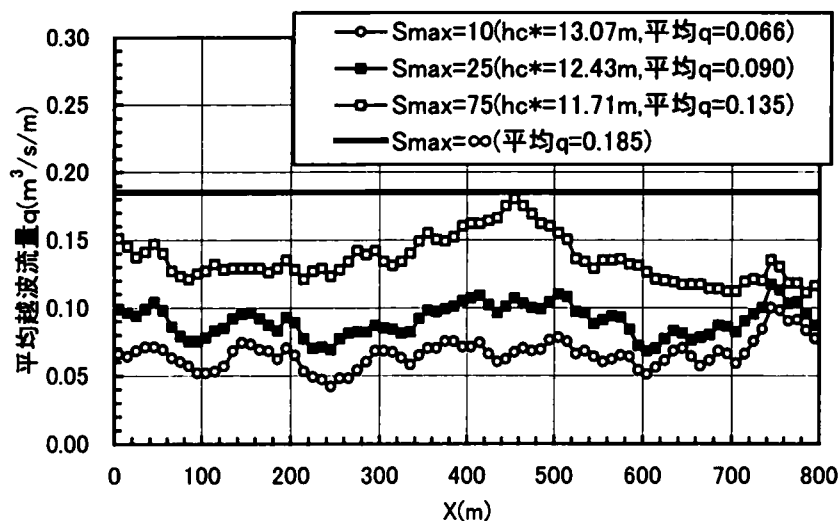


図-5.7 平均越波流量の空間分布(Case2)

表－5.2 修正天端高と護岸法線方向に平均した平均越波流量(Case2)

S_{max}	修正天端高 $h_c^*(m)$	護岸法線方向に平均した 平均越波流量($m^3/s/m$)
10	13.07	0.066
25	12.43	0.090
75	11.71	0.135
∞	11.00	0.185

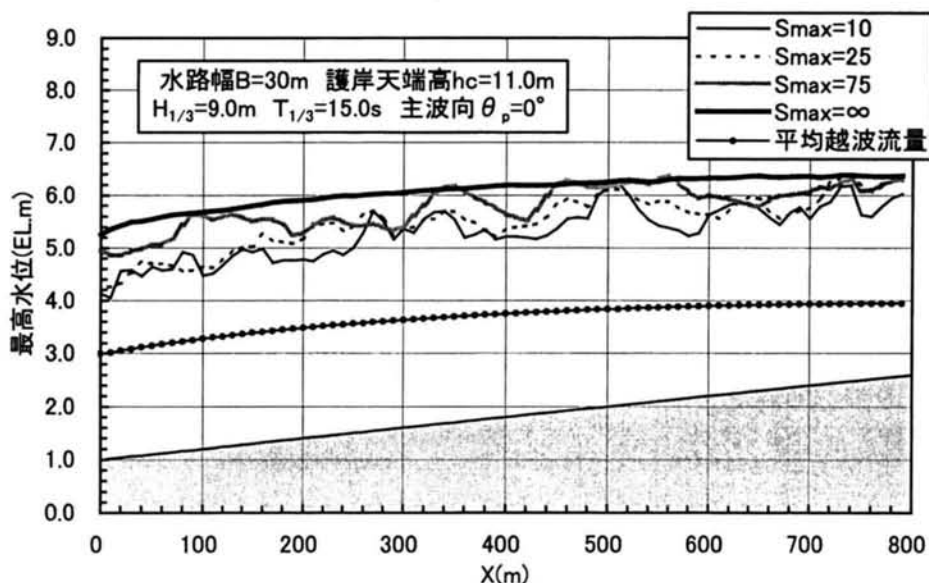
5.3.3 越波排水路内の水位

越波排水路内の水位は、Case 1 および Case 2 とともに式 (5.3) により算定した空間的・時間的に変動する越波流量を越波排水路内に流入させ、1次元不定流計算によって計算した。

(1) Case 1 の計算結果および考察

図－5.8 は、Case 1 の越波排水路の水位計算結果として、最高水位の分布を各 S_{max} を比較して示したものである。なお、この図中には、比較のために、時間に関係なく常に平均越波流量を与えて計算した結果も示している。

この図から、 S_{max} が小さく (方向分散性が大きく) になれば越波排水路内の最高水位は低下していく傾向にあり、最も差が現れる $S_{max}=10$ と $S_{max}=\infty$ を比較すると、 $S_{max}=10$ のほうが約 20% 水位が低くなる。ただし、平均越波流量が各 S_{max} でほぼ同一となるこのケースでは、越波排水路内の水位に及ぼす波の方向分散性は、予想していたほど大きく現れない。これは、越波排水路内に多量に越波が流入した場合には、すぐに越波水が流下するのではなく、流入した



図－5.7 S_{max} の違いによる越波排水路内の最高水位の比較(Case1)

場所で越波水を貯留し、その後徐々に流下して行くためであると考えられる。なお、このような現象になることは、3.3 および 3.4 に示した水理模型実験の実験観察からも確認できている。

また、各 S_{\max} の最高水位と常に平均越波流量を与えて計算した最高水位を比較すると、その差は大きく、 $S_{\max}=10$ でも約 1.5～2 倍の水深となり、 $S_{\max}=\infty$ では 2 倍以上の水深となっている。このことから、このような越波排水路の排水能力の評価においては、平均越波流量のみを用いて検討することは非常に危険であり、短時間の越波現象を十分考慮する必要があるものと考えられる。

(2) Case2 の計算結果および考察

図-5.9 は、Case2 の越波排水路の水位計算結果を図-5.8 と同様に示したものである。図-5.8 に示した結果および図-5.9 に示した結果とも、 $S_{\max}=\infty$ の単一方向不規則波では、この最高水位は下流に行くにしたがって滑らかに低下するのに対して、多方向不規則波 ($S_{\max}=10, 25, 75$) では、下流に行くにしたがって最高水位が低下していく傾向にあるが、各計算点での変動が大きい。これは、一方向不規則波ではどの断面でも、同時に同量の越波が流入するのに対し、多方向不規則波では、空間的・時間的に越波流量が異なり、瞬間的な最高水位はその影響を受けるためである。

Case2 は、多方向不規則波による越波流量の低減効果を考慮しているため、越波排水路内の水位に及ぼす方向分散性の影響は顕著に現れ、最も差が現れる $S_{\max}=\infty$ と $S_{\max}=10$ を比較すると、 $S_{\max}=10$ の水位は $S_{\max}=\infty$ の 50% 以下となり、Case2 では越波排水路内の水位に及ぼす波の方向分散性の影響は大きいと言える。

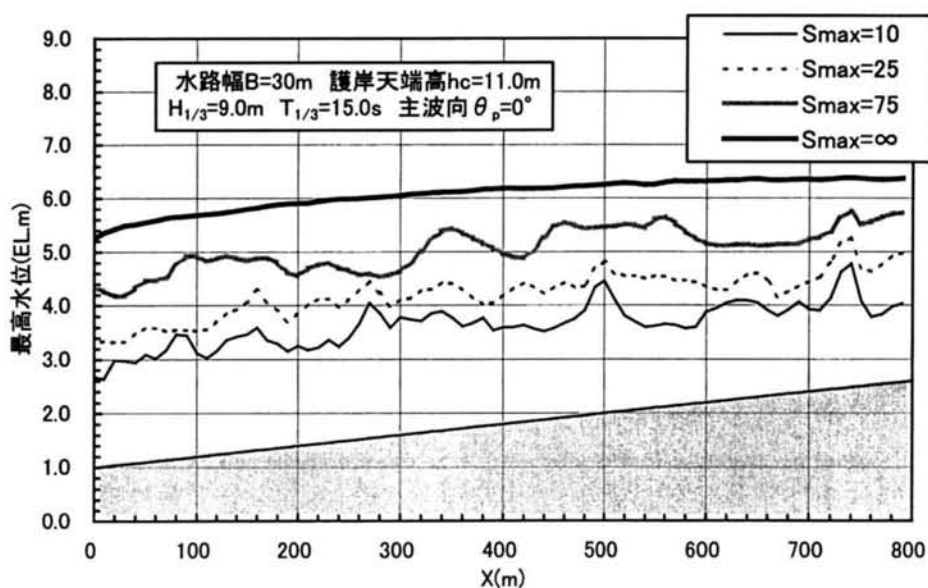


図-5.8 S_{\max} の違いによる越波排水路内の最高水位の比較(Case2)

ここまでの検討は、越波排水路の水路幅 B を 30m と一定にして波の方向分散性が越波排水路内の水位に与える影響を検討したが、以下では波の方向分散性の影響によって必要水路幅がどのように変化するか検討を行う。

図-5.10 は、Case 2 において越波排水路の水路幅を 1 m ピッチで変化させて排水路の天端 E.L.+11.0m を下回る水路幅(必要水路幅)と S_{max} の関係を示したものである。この図の縦軸は、単一方向不規則波 $S_{max}=\infty$ の必要水路幅 B_0 に対する各 S_{max} の必要水路幅 B の比で表している。また、図-5.11 は、各 S_{max} で必要水路幅となった時の最高水位の空間分布を示したものである。

この結果から、 $S_{max}=75$ では、必要水路幅は単一方向不規則波に比べて約 75% に低減し、さらに $S_{max}=25$ あるいは $S_{max}=10$ では、必要水路幅は 60% 程度に低減することがわかる。

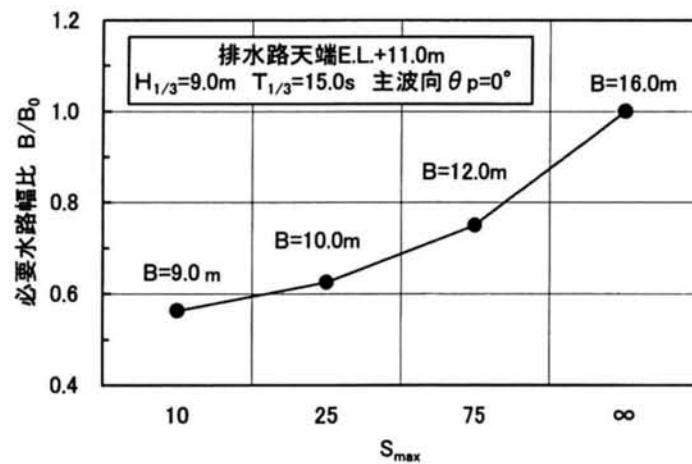


図-5.9 S_{max} と必要水路幅比の関係

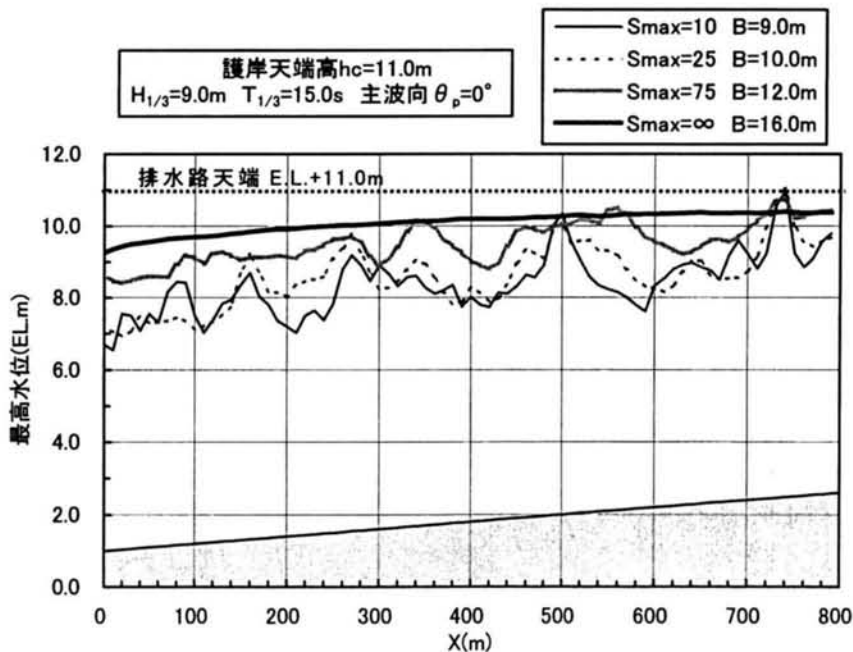


図-5.10 必要水路幅での最高水位の空間分布

5.4 結語

本章では、多方向不規則波を模擬発生させ、それを基に空間的・時間的に変動する越波流量を計算し、それを越波排水路内に流入させて、越波排水路内の水位の計算を行うことにより、波の方向分散性が越波排水路内の水位に与える影響を検討した。その結果を要約すると、以下のようなものである。

(1) 平均越波流量を同一として方向分散性のみを考慮した場合、最も差が現れる単一方向不規則波 ($S_{\text{max}} = \infty$) と $S_{\text{max}} = 10$ の多方向不規則波を比較すると、 $S_{\text{max}} = 10$ の最高水位のほうが約 20% 最高水位が低くなる。

(2) S_{max} による平均越波流量の変化を考慮すると、方向分散性の影響はさらに顕著になり、最も差が現れる単一方向不規則波 ($S_{\text{max}} = \infty$) と $S_{\text{max}} = 10$ の多方向不規則波を比較すると、 $S_{\text{max}} = 10$ の最高水位は単一方向不規則波の約 50% となる。

(3) S_{max} の違いによる必要水路幅の検討を行った結果、 $S_{\text{max}} = 75$ の場合、単一方向不規則波 ($S_{\text{max}} = \infty$) に比べて約 75% に水路幅を縮小させることが可能であり、さらに $S_{\text{max}} = 25$ あるいは $S_{\text{max}} = 10$ では、60% 程度まで水路幅を縮小させることが可能である。

以上の検討結果から、越波排水路を設計する場合、来襲波浪の方向分散性の特性が十分把握できていれば、その影響を考慮することによって、より合理的で経済的な設計が可能となるものと考えられる。

ただし、方向分散性の影響を考慮して、このような越波排水路を設計する場合、来襲波浪の方向分散性の特性を十分に把握しておくことが重要になってくることを付記しておく。

参考文献

- 合田良実・鈴木康正(1975): 光易型方向スペクトルによる不規則波の屈折・回折計算, 港湾技研資料, No.155, p.33.
- 合田良実(1987): 数値シミュレーションによる波浪の標準スペクトルと統計的性質, 海岸工学論文集, 第34巻, pp.131-135.
- 榑山 勉・鹿島遼一・窪 泰造(1994): 多方向不規則波に対する人工島防波護岸の越波特性と耐波特性, 海岸工学論文集, 第41巻, pp.656-659.
- 高山知司・永井紀彦・西田一彦・関口忠志(1984): 斜め入射不規則波を用いた護岸の越波特性実験, 第31回海岸工学講演会論文集, pp.542-546.
- 高山知司・平石哲也・立石義博(1989): 多方向不規則波の造波信号発生法に関する検討, 海岸工学論文集, 第36巻, pp.153-157.
- 平石哲也・望月徳雄・佐藤一央・丸山晴広・金澤 剛・榑本達也(1996): 護岸越波流量における波の多方向性の影響, 港湾技術研究所報告, 第35巻, 第1号, pp.39-64.
- Franco, C. (1995): 3-D wave overtopping on caisson breakwaters, Proc., 26th Congress of IAHR, Vol. 5, pp. 43-48.

第6章 波浪変形計算と越波流量の推定誤差に関する検討

6.1 緒言

後述する第7章では、信頼設計設計手法を用いて、波浪変形計算や越波流量の推定誤差を考慮した海岸・港湾護岸の機能設計法について検討を行う。その目的等については、次章の緒言で言及するものとするが、このような設計法を導入していくためには、波浪変形計算や越波流量の推定誤差(推定精度)を適切に評価する必要がある。そこで、本章では、次章で検討する信頼性設計の精度向上を図ることを目的として、これらの推定誤差分布について検討を行う。

このうち、波浪変形計算の推定誤差については、高山ら(1991a)によって検討が実施されており、その推定誤差の分布は正規分布で表されることを示し、その正規分布の特性を表す平均値の偏りと変動係数が示されている。しかしながら、高山らの検討結果は、そのほとんどが模型実験の結果を用いたものであり、理想的な条件下行われる実験結果と様々な要因が加わる現地とでは、その特性が異なってくるものと考えられる。そこで、ここでは、信頼性設計の精度向上を目的として、波浪変形計算の推定誤差分布を長期間にわたる現地観測結果を用いて検討する。

一方、越波流量については、合田ら(1975)は越波流量の推定値に対する真値の想定範囲を表-2.4のように示し、ばらつき(推定誤差)の大きいことを指摘している。しかしながら、これまで越波流量の推定誤差分布の特性について検討されたものはない。そこで、ここでは、既往の実験結果等を整理したものに、新たに水理模型実験を実施した結果を加えて、越波流量の推定誤差分布について検討を行うものとする。

6.2 現地観測結果を用いた波浪変形計算の推定誤差に関する検討

6.2.1 検討に用いる波浪観測データ

波浪変形計算の推定精度の検討に用いる波浪観測データは、海象条件が全く異なる図-6.1に示す紀伊水道内の御坊地点(御坊沖とA地点)と、図-6.2に示す若狭湾内の舞鶴地点(経ヶ岬とB地点)で観測されているものを用いた。表-6.2に、これらの波浪観測所の使用と検討対象とした期間を示す。なお、対象期間は2地点間の波浪観測結果が揃っている期間とした。

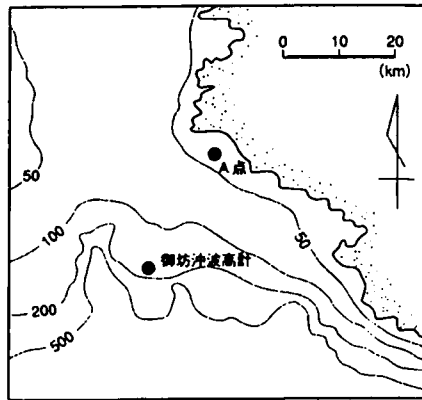


図-6.1 波浪観測位置(御坊地点)

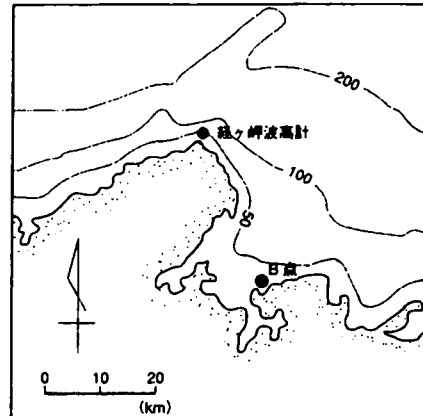


図-6.2 波浪観測位置(舞鶴地点)

表-6.2 検討に用いた波浪観測の仕様

地 点		波浪観測位置	波高計の仕様	水深	観測項目	計測時間 ピッチ	対象期間
御坊	沖波	御坊沖	ブイ式波高計	170m	波高・周期	2時間	1995年3月～ 1997年6月
	対象地点	A地点	海象計	36m	波高・周期・波向	1時間	
舞鶴	沖波	経ヶ岬	超音波式波高計	48m	波高・周期	1時間	1991年2月～ 1998年6月
	対象地点	B地点	海象計	34m	波高・周期・波向	1時間	

6.2.2 検討方法および検討手順

波浪変形計算手法としては、このような設計波の検討によく用いられているエネルギー平衡方程式(高山ら, 1991b)を用いるものとする。御坊地点では御坊沖で、舞鶴地点では経ヶ岬で観測された有義波高 $H_{1/3}$ および有義波周期 $T_{1/3}$ を沖波条件として波浪変形計算を実施した。また、その計算領域は、両地点とも2地点間の波浪観測地点を含む大領域(格子間隔 200m)と対象地点周辺を細かくした小領域(格子間隔 25m)に分けて行った。

次に、この計算結果 $H_{1/3c}$ と対象地点の観測波高 $H_{1/3e}$ を比較することによってその推定精度を検討する。なお、これは沖波地点の波高 $H_{1/3}$ が 1.0m 以上と

なる波浪に限定して行った．図-6.3にこの検討のフローを示す．

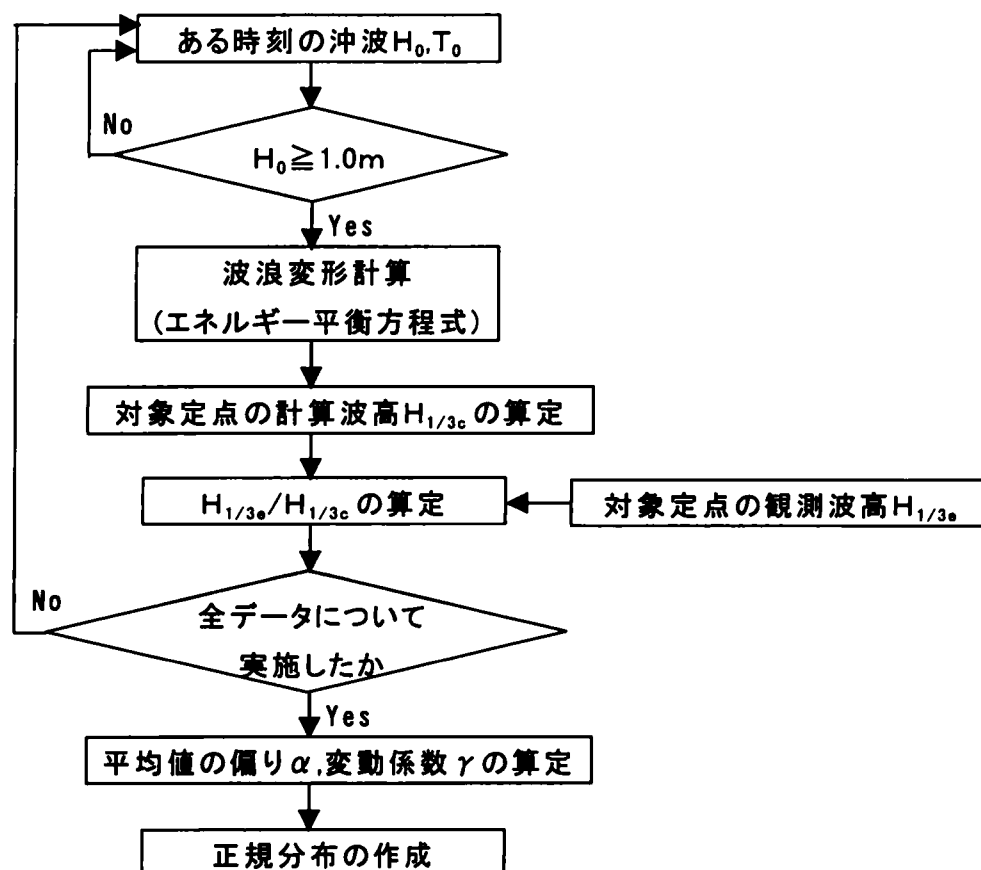


図-6.3 波浪変形計算の推定精度の検討手順

6.2.3 検討結果

図-6.4(御坊地点)および図-6.5(舞鶴地点)は， $H_{1/3c}/H_{1/3e}$ の出現確率密度分布を示したものである．また，これらの図中の曲線は，式(6.1)で表される正規分布を示している．

$$p(X_m) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}\sigma} \exp\left\{-\frac{(X_m - \bar{X}_m)^2}{2\sigma^2}\right\} \quad (6.1)$$

ここで， X_m は $H_{1/3c}$ と $H_{1/3e}$ との比， σ は標準偏差， \bar{X}_m は X_m の全データについての平均値であり，平均値の偏り α を用いて表すと，式(6.2)のようになる．また，データのバラツキの度合を表す変動係数 γ は式(6.3)で表される．

$$\bar{X}_m = 1 + \alpha \quad (6.2)$$

$$\gamma = \sigma / \bar{X}_m \quad (6.3)$$

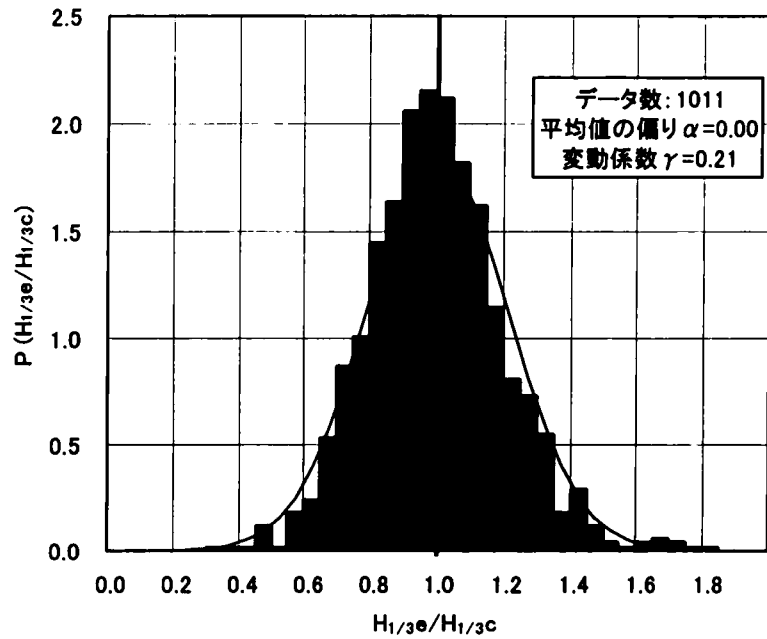


図-6.4 波浪変形計算の推定精度(御坊地点)

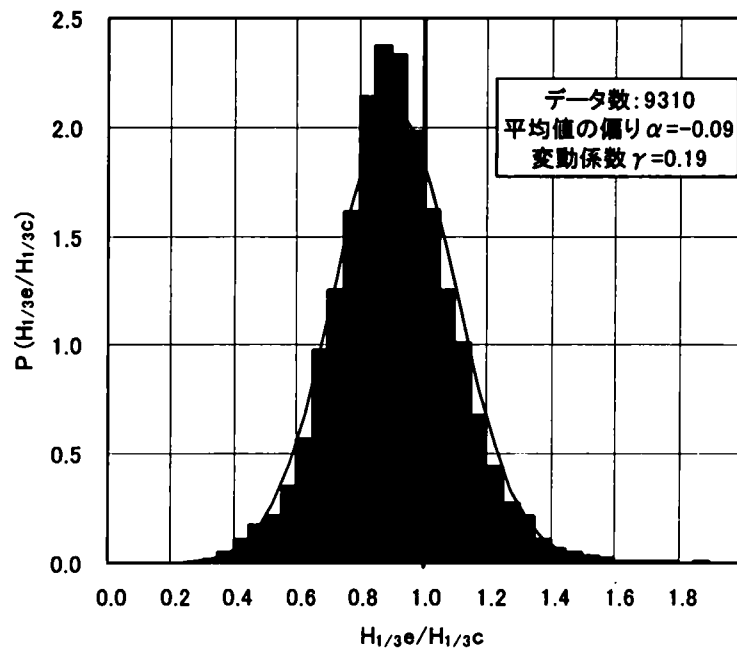


図-6.5 波浪変形計算の推定精度(舞鶴地点)

これらの結果から、波浪変形計算の推定誤差の分布は、地点に関係なく正規分布と良く一致している。表-6.3は、ここで算定した平均値の偏り α と変動係数 γ を高山ら(1991a)の結果と比較して示したものである。この結果から、波浪変形計算の変動係数 γ は、御坊地点のほうが舞鶴地点より若干大きくなる

が、地点による差がほとんどないことがわかる。すなわち、様々な要因が加わる現地のほうがデータのばらつきが大きくなると言える。

一方、平均値の偏り α は地点による差が現れ、御坊地点では $\alpha = 0$ であり、観測値の平均値は計算値と一致するのに対し、舞鶴地点では $\alpha = -0.09$ であり、観測値の平均値は計算値よりも小さくなる。このように地点によって平均値の偏りが変化する原因としては、御坊地点では地形の変化があまり複雑でないのに対し、舞鶴地点では岬の遮蔽等が現れた複雑な地形であることが考えられる。したがって、波浪変形計算の平均値の偏りは、一義的に決定するのは困難であり、地点ごとにこのような検討を行う必要があると考えられる。

表－6.3 波浪変形計算の平均値の偏りと変動係数

	平均値の偏り α	変動係数 γ
御坊地点(本研究)	0.00	0.21
舞鶴地点(本研究)	-0.09	0.19
高山ら(1991)の結果	-0.03	0.04

6.3 越波流量の推定誤差に関する検討

6.3.1 検討方法および水理実験の概要

越波流量の推定誤差の検討は、合田ら(1975)の実験結果に新たに行った水理実験の結果を追加したものと、現在実設計に良く用いられている合田らの越波流量推定図(図-2.2 参照)から推定した結果を比較することによって、その誤差分布を検討した。なお、合田らの実験結果に新たな水理模型実験を追加した理由は、合田らの実験結果では、実際の設計に良く用いられる無次元越波流量が 10^{-3} オーダー以下のデータが少なく、推定誤差分布を検討するにはデータ数が少ないと考えたためである。

水理実験は、図-6.6 に示すような二次元造波水槽内に勾配が 1/30 の傾斜海浜と直立護岸模型を設置して行った。越波量の測定は、直立護岸模型の背後に越波升を設置し、実験終了後に越波升内に貯まった水量を計測することによって行った。また、この実験では、Bretschneider・光易型スペクトルを有する不規則波を 420s 間作用させ、越波升に貯まった水量を造波時間で除し、単位幅あたりに換算して平均越波流量 q を算定した。なお、実験条件の詳細については、表-6.3 に示すとおりである。

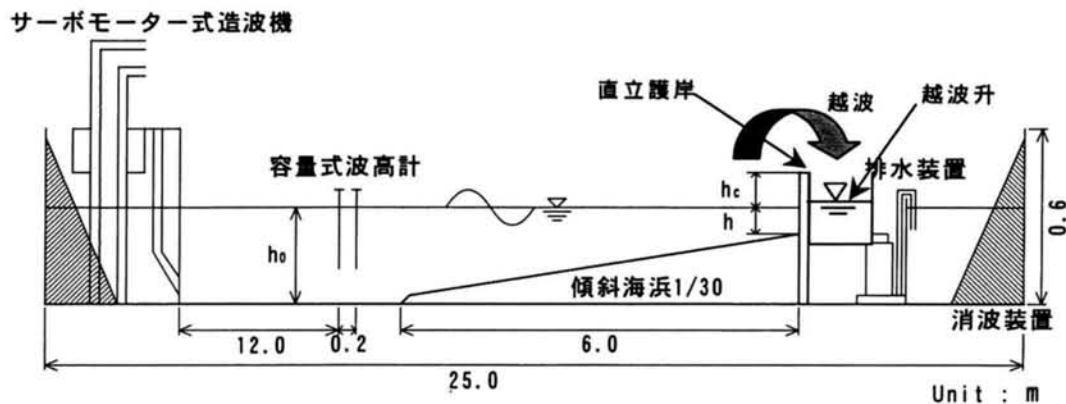


図-6.6 実験装置

表-6.3 実験条件

護岸形式	直立護岸
海底勾配	1/30
目標スペクトル	Bretschneider・光易型
周期 $T_{1/3}$ (s)	1.0, 1.5
換算沖波波高 H_0' (cm)	2.0, 4.0, 6.0, 8.0, 10.0
のり先水深 h (cm)	0.6, 0.10, 0.16, 0.20
護岸天端高 h_c (cm)	4.0, 6.0, 8.0, 10.0, 12.0, 14.0

6.3.2 検討結果

図-6.7 は、合田らおよび本実験で得られた越波流量の実験値と、前述した越波流量推定図により算定した越波流量の推定値を比較したものである。これによると、両者の実験結果はいずれも、勾配が 1:1 の直線を中心にかなりばらついていることがわかる。また、このばらつきは、明らかに越波流量が小さくなるほど、大きくなる傾向が見られる。

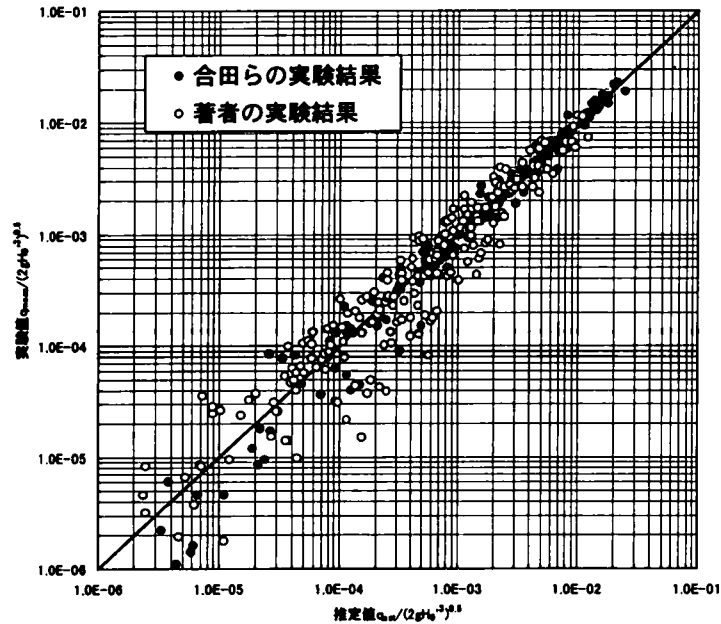


図-6.7 無次元越波流量の実験値と計算値の比較

図-6.8 は、図-6.7 に示した全 362 個の全データを用い、越波流量の推定誤差分布を示したものである。ここで、 q'_m は実験値の無次元越波流量、 q'_e は推定値の無次元越波流量を表し、図の縦軸は q'_m/q'_e の出現確率密度 $p(q'_m/q'_e)$ である。また、図中の曲線は、式(6.4)で表される正規分布を示している。

$$p(X_m) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}\sigma} \exp\left\{-\frac{(X_m - \bar{X}_m)^2}{2\sigma^2}\right\} \quad (6.4)$$

ここで、 X_m は q'_m と q'_e との比、 σ は標準偏差、 \bar{X}_m は X_m の全データについての平均値であり、平均値の偏り α を用いて表すと、式(6.5)のようになる。また、データのバラツキの度合を表す変動係数 γ は式(6.6)で表される。

$$\bar{X}_m = 1 + \alpha \quad (6.5)$$

$$\gamma = \sigma / \bar{X}_m \quad (6.6)$$

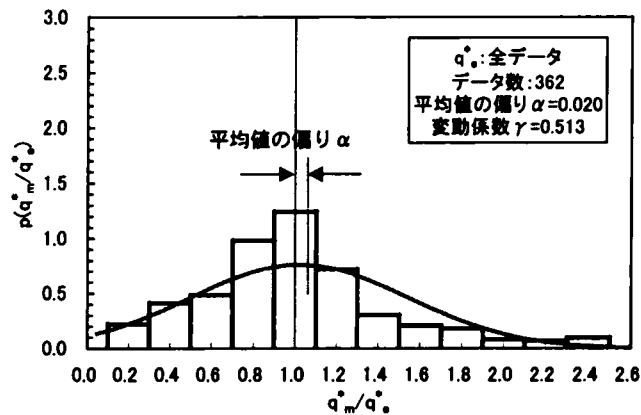


図-6.8 越波流量の推定誤差分布(全データ)

これによると、越波流量の推定誤差分布は、正規分布と若干異なる分布形を示しているが、全般的には正規分布に一致しているものと評価することができる。なお、平均値の偏り α は 0.02 であり、越波流量の実験値と推定値とは、平均的にはよく一致していると言える。また、変動係数 γ は 0.51 となり、波浪変形計算の変動係数 γ （高山ら(1991b)の検討結果では 0.04、6.2 の検討結果では約 0.2）あるいは波力算定の変動係数 γ （高山ら(1991b)の検討結果では 0.17）と比較するとかなり大きい。すなわち、越波流量の推定誤差は、他の外力に比べて、非常に大きいと言える。

図-6.7 より、越波流量が小さくなるほど越波流量のバラツキが大きくなる傾向が見られたことから、無次元越波流量 q_*^* のオーダー別にその推定誤差分布を調べることにした。その結果が、図-6.9 である。この結果、 q_*^* が 10^{-4} 以下の推定誤差分布は、正規分布にあまり一致せず、一様分布に近い分布形を示すが、 q_*^* が 10^{-4} 以上の推定誤差分布は、正規分布に比較的良く一致し、 q_*^* が大きくなるにしたがってばらつきが小さくなることがわかる。また、この結果から、変動係数 γ を用いて、無次元越波流量のオーダー別にばらつき度を定量的に評価することが可能になるものと考えられる。

図-6.10 および図-6.11 は、図-6.9 を基にして無次元越波流量 q_*^* と平均値の偏り α および変動係数 γ の関係を調べた結果である。平均値の偏りについては、 q_*^* が 10^{-4} 以下では 0.276 であり、若干大きな値になるが、 q_*^* が 10^{-4} 以上では -0.04 程度でほぼ一様になる。変動係数については、 q_*^* が大きくなればほぼ直線的に小さくなることがわかる。そこで、両者の関係を最小二乗法により、回帰式を求めると式(6.7)のようになる。

$$\gamma = -0.0781 \ln(q_*^*) - 0.102 \quad (6.7)$$

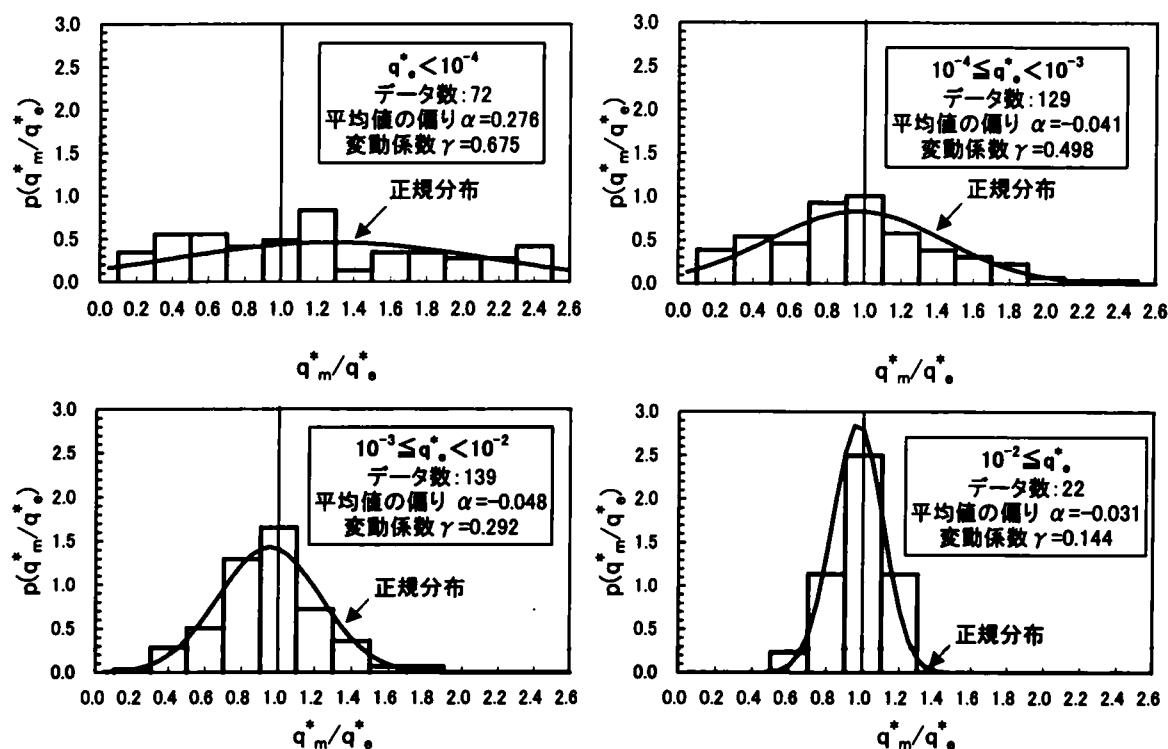


図-6.9 無次元越波流量のオーダー別の越波流量の推定誤差分布

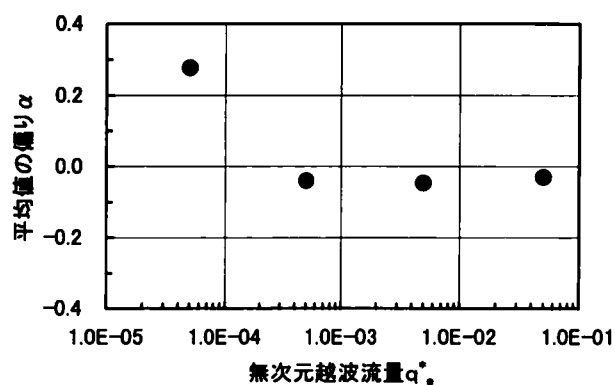


図-6.10 無次元越波流量と平均値の偏りの関係

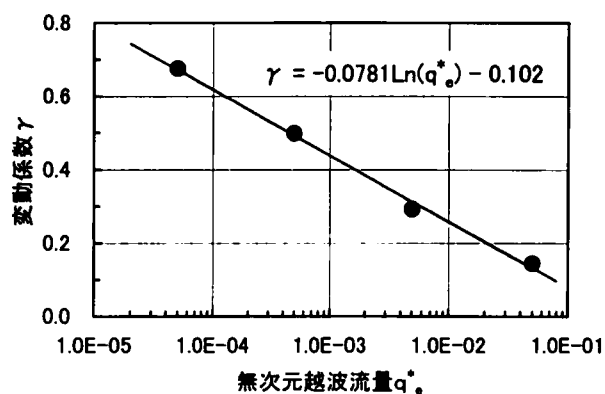


図-6.11 無次元越波流量と変動係数の関係

6.4 結語

本章では、次章で述べる信頼設計設手法を用いた護岸の機能設計の精度向上を図ることを目的として、現地観測結果を用いた波浪変形計算の推定誤差分布と越波流量の推定誤差分布について検討を行った。その結果を要約すると以下のようである。

(1) 現地観測結果から波浪変形計算の誤差分布を検討した結果、波浪変形計算の推定誤差分布は正規分布で表すことが可能である。また、その特性を表す変動係数については、地点による差はほとんどなく約 0.2 である。この結果は、実験結果を基にして検討された高山らの結果に比べてかなり大きくなる、すなわち、実験結果よりも現地観測結果のほうがばらつきが大きくなる。また、平均値の偏りは、地点による差が現れる。このことから、平均値の偏りは、現地の特性を考慮した地点ごとの検討が必要であると考えられる。

(2) 越波流量の推定誤差分布も、概ね正規分布で表すことが可能である。また、無次元越波流量が小さくなれば越波流量のばらつきが大きくなる傾向にあるため、その特性を表す変動係数と無次元越波流量の関係について検討した。その結果、変動係数を用いて無次元越波流量別の推定誤差分布を定量的に評価することが可能であることがわかった。さらに、この変動係数は、波浪変形計算や波力の推定誤差分布の変動係数に比べて非常に大きく、越波流量の推定誤差は他の外力に比べて大きいことがわかった。

参考文献

- 合田良実・岸良安治・神山 豊(1975)：不規則波による防波護岸の越波流量に関する実験的研究，港研技研報告，第 14 巻，第 3 号， pp. 3-44.
- 高山知司・池田直太(1991a)：現行設計法における防波堤の滑動安定性，海岸工学論文集，第 38 巻， pp. 641-645.
- 高山知司・池田直太・平石哲也(1991b)：碎波および反射を考慮した波浪変形計算，港湾技術研究所報告，第 30 巻，第 1 号， pp. 21-67.

第7章 越波流量の推定誤差を考慮した護岸の機能設計法

7.1 緒言

現在、海岸・港湾護岸の機能設計に際しては、計画波浪等を基にして平均越波流量を推定し、それが護岸背後の土地利用状況等から設定した許容越波流量以下になるように、護岸構造や護岸天端高等を決定する手法が用いられている。また、最近では、いくつかの高波・高潮の設計レベル対して、どのような機能性能を有してしめるのか評価する性能設計法の考え方が提案されている(高橋ら、2002)。しかし、これらの設計法は、来襲する外力は確定論的に扱っており、ばらつきなど変動性を考慮していない。

一方、このような外力の推定誤差を考慮して、構造物を設計する手法の一つとして信頼性設計手法が提案され、各種構造物の構造設計などに取り入れられている。港湾構造物の分野においても、この信頼性設計手法が導入されつつあり、1999年に改訂された「港湾の施設の技術上の基準・同解説」((社)日本港湾協会、1999)においても、防波堤の設計を信頼性設計法によって行っても良い旨の記述が盛り込まれている。さらに、下迫ら(1998)はケーソンの滑動モデルとモンテカルロ法を用いた期待滑動量の計算法を提案し、合田ら(1999)は期待総費用を算定する手法や設計波の合理的再現期間の算定法を提案している。

しかしながら、海岸・港湾護岸の機能設計において、信頼性設計法を取り入れられた例はほとんどない。そこで、ここでは、越波流量の推定誤差を考慮した合理的な海岸・港湾護岸の機能設計法の確立を図ること(信頼性設計法を導入すること)を目的として、第6章で検討した波浪変形計算や越波流量の推定誤差分布の結果を用いて、モンテカルロ法によって耐用期間中の期待被害額(越波による背後地の浸水被害額)を算定し、それに初期建設費を加えた期待総費用が最小となるように設計する手法を検討した。また、この手法を用いて、背後地の資産額や沖波の出現特性によって、最適な護岸断面がどのように変化するのか検討した。

7.2 期待被害額および期待総費用の計算手法

越波流量の推定誤差を考慮して、護岸の耐用期間中の期待総被害額および期待総費用を算定する手法としては、計算機によって乱数を発生させて現象を繰り返し試行するモンテカルロ法(宮竹ら, 1960)を適用し、図-7.1に示すようなものを考案した。なお、本研究で取り扱う期待被害額および期待総費用についての言葉の定義は後述する。

現行の設計法では、設計沖波および計画高潮位などの確定された1つの設計条件に対して越波流量を算定し、それが許容越波流量以下になるように護岸の諸元を決定する手法が用いられている。それに対し、本手法は、耐用期間中の全ての高波浪に対して越波流量および護岸背後地の浸水深を算定し、その結果から求めた期待被害額および期待総費用を用いて護岸の諸元を合理的に決定しようとするところ、およびこれらの計算では波浪変形計算や越波流量の推定誤差が考慮できるところが特徴である。

以下に、各項目ごとの具体的な計算方法および計算手順を説明する。

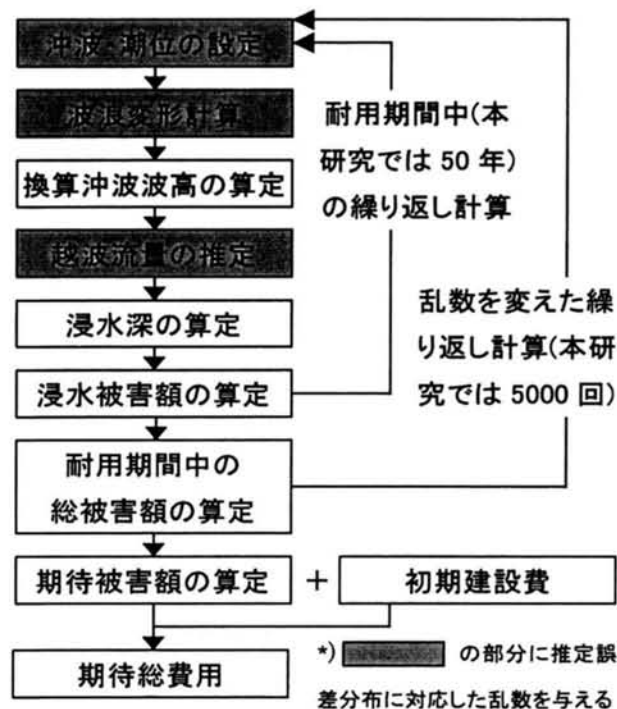


図-7.1 モンテカルロ法を用いた期待被害額および期待総費用の計算手順

7.2.1 沖波および潮位の設定方法

(1) 沖波波高の設定方法

現行設計法では、構造物の耐用年数等から設定した再現期間に対応する設計沖波のみを用いるのが一般的である。すなわち、長期間にわたる波浪観測デー

タもしくは波浪推算データの極大波(年最大波を用いる場合が多い)から、各波高値に対する未超過確率を式(7.1)により算定し、グンベル(Gumbel)分布(二重指数分布)およびワイブル(Weibull)分布等をあてはめ、データに最も適合する分布関数形を見だし、その推定関係式を外挿して再現期間(例えば50年)に対する確率波高を推定する方法が用いられている。

$$P(H \leq x_{m,N}) = 1 - \frac{m - \alpha}{N + \beta} \quad (7.1)$$

ここに、 $P(H \leq x_{m,N})$ は波高 H が波高 $x_{m,N}$ を越えない確率、 $x_{m,N}$ はデータ個数 N の大きいほうから m 番目の波高を表す。また、式(7.1)の α と β は、確率分布関数ごとに与えられるパラメータであり、グンベル分布については Gringorten(1963)が求めた値、ワイブル分布については Petruaskas・Aagaard(1970)の求めた値もしくは合田(1988)が求めた値が用いられている。

それに対し、本計算は、耐用期間中の全ての高波を検討ものであり、各高波ごとの沖波波高を与える必要がある。本研究では、1年に1回の割合で高波が発生するものと仮定し、グンベル分布あるいはワイブル分布に基づいて、乱数を用いて沖波波高 H_0 を発生させる。以下に、その具体的な手法を示す。

グンベル分布の分布関数(未超過確率分布)および確率密度関数は、それぞれ式(7.2)および式(7.3)のように表される(Gumbel, 1958)。

$$F(x) = \exp \left[- \exp \left\{ - \left(\frac{x-B}{A} \right) \right\} \right] \quad (7.2)$$

$$f(x) = \frac{1}{A} \exp \left[- \frac{x-B}{A} - \exp \left\{ - \left(\frac{x-B}{A} \right) \right\} \right] \quad (7.3)$$

ここに、 A 、 B は係数であり、波浪観測データあるいは波浪推算データの極大波から式(7.1)を計算し、最小二乗法により決定される。

また、ワイブル分布の分布関数(未超過確率分布)および確率密度関数は、それぞれ式(7.4)および式(7.5)のように表される(Weibull, 1939)。

$$F(x) = 1 - \exp \left\{ - \left(\frac{x-B}{A} \right)^k \right\} \quad (7.4)$$

$$f(x) = \frac{k}{A} \left(\frac{x-B}{A} \right)^{k-1} \exp \left\{ - \left(\frac{x-B}{A} \right)^k \right\} \quad (7.5)$$

ここに、 k は形状母数、 A 、 B は係数であり、波浪観測データあるいは波浪推算データの極大波から式(7.1)を計算し、最小二乗法により決定される。

式(7.2)および式(7.4)から、グンベル分布およびワイブル分布の分布関数の逆関数はそれぞれ式(7.6)および式(7.7)のように表される。

$$x = F(x)^{-1} = A[-\log\{-\log F(x)\}] + B \quad (7.6)$$

$$x = F(x)^{-1} = A[-\log\{1 - F(x)\}]^{1/k} + B \quad (7.7)$$

モンテカルロ法によって対象地点の分布関数に対応した沖波波高を繰り返し計算ごとに発生させるためには、図-7.2 に示すように、 $[0, 1]$ の一様乱数を発生させ、それを $F(x)$ として、それに対応した x (沖波波高) を式(7.6)および式(7.7)により算定する。

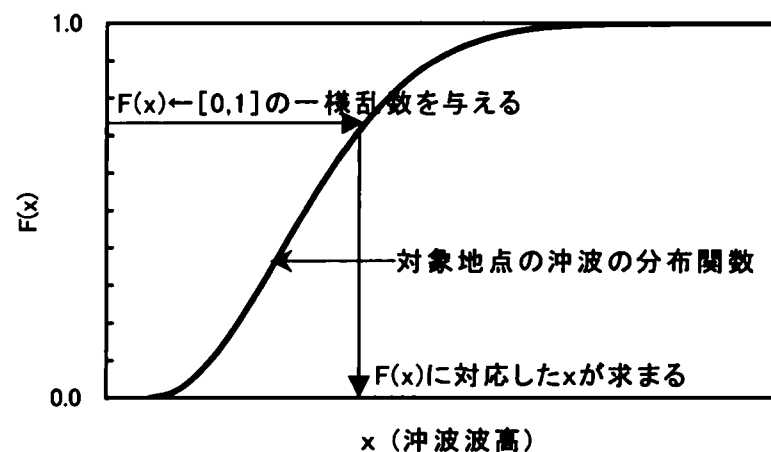


図-7.2 一様乱数を用いた沖波波高の設定方法

(2) 潮位の設定方法

潮位の設定は、天文潮および高潮による潮位偏差を考慮するものとする。このうち、天文潮については、対象地点の各分潮の振幅および遅角を考慮した主要4分潮 (M_2 : 主太陰半日周期潮(12時間25分周期), S_2 : 主太陽半日周期潮(12時間0分周期), O_1 : 主太陰日周期潮(25時間59分周期), K_1 : 日月合成日周期潮(23時間56分周期)) を用いて、乱数を発生させてランダムな潮位を発生させる。

主要4分潮を考えたときの平均海面 M.S.L. を基準とした場合の潮位 η の算定式は、式(7.8)のように表される。

$$\eta = \sum_{i=1}^4 f_i H_i \cos \left[V_i + u_i + \phi_i + \omega_i \left(t - \frac{\phi_A}{360} \times 24 \right) - k_i \right] \quad (7.8)$$

ここに、 i は分潮番号であり、それぞれ M_2 , S_2 , O_1 , K_1 に対応する。 f_i は

天文常数, H_i は平均半潮差 (cm), V_i , u_i は位相の補正係数 (deg), ϕ_i は経度補正係数 (deg), ω_i は角速度 (deg/hr), t は時刻 (hr, $0 \leq t < 24$), ϕ_A は対象地点が属する標準子午線の経度, k_i は遅角 (deg) である. なお, 各分潮の平均半潮差や遅角は海上保安庁 (1992) または気象庁 (1995) の発行した資料に掲載されている.

これをモンテカルロ法に取り込む際には, まず $[0, 1]$ の一様乱数を発生させる. 次に, 2000 年から 2099 年の潮位を計算し, 2000 年 1 月 1 日 0 時 1 分を 0, 2099 年 12 月 31 日 23 時 59 分を 1 として, 発生させた一様乱数が何年何月何時何分に当てはまるかを求め, その時の潮位を計算に用いる天文潮位として採用することとした (図-7.3 参照).

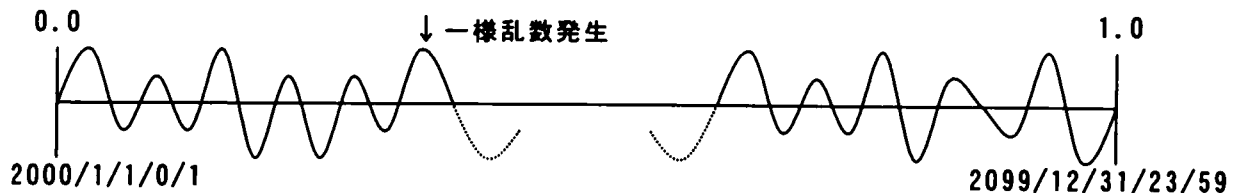


図-7.3 一様乱数を用いた天文潮の設定方法

高潮による潮位偏差については, 台風や低気圧の接近に伴って発生するものであり, 一般的には波高との相関が高い. そのため, ここでは便宜的に 50 年確率波で対象地点の計画潮位偏差になるものとし, 発生させた沖波波高 H_0 に比例させて求めるものとする. したがって, 計算に用いる潮位は, 前述した方法により算定した天文潮にこの潮位偏差を加えた潮位とする.

ただし, 高波と高潮の相関関係は必ずしも 1:1 の関係でなく, 地形および台風や低気圧のコースや移動速度によって変化するものと考えられ, 両者の相関関係の評価が今後の検討課題と言える. また, 最近では, 確率台風モデルにより高波や高潮を評価する手法 (花山ら, 2002) が提案されており, それを適用することも考えられる.

7.2.2 換算沖波波高および越波流量の算定方法

(1) 波浪変形計算の推定誤差を考慮した換算沖波波高の算定方法

越波流量の算定においては, まず発生させた沖波および潮位に基づき, 波浪変形計算を実施して, 対象護岸位置の換算沖波波高 H_0' を算定する. この場合, 平均値の偏り α と変動係数 γ を適切に与えて, 正規分布のばらつきを考慮するものとする. なお, 本研究では, 6.2 の検討結果から, 平均値の偏り α は 0.0, 変動係数 γ は 0.20 に設定するものとした.

モンテカルロ法によって正規分布のばらつきを考慮する場合, 正規乱数を発

生させる必要がある。正規乱数の発生させる手法はいくつかあるが、本研究では最も簡単で良く用いられている「一様乱数の和による正規乱数発生法」を用いた。すなわち、 k 個の一様乱数 U_1, U_2, \dots, U_k を発生させ、これらの一様乱数を式(7.9)に当てはめると、標準正規乱数 Z_i (i は i 番目の標準正規乱数を表す)を求めることができる。この場合、一様乱数の個数は多ければ多いほど、より良い標準正規乱数が期待されるが、ここでは杉山ら(1984)の検討結果に基づき $k=12$ とした。

$$Z_i = \frac{\frac{1}{k}(U_1 + U_2 + \dots + U_k) - \frac{1}{2}}{\sqrt{\frac{1}{12k}}} \quad (7.9)$$

標準正規乱数は平均値 μ が 0, 分散 σ^2 が 1.0 の正規分布であり式(7.10)で表される。

$$p(Z) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}} \exp\left\{-\frac{Z^2}{2}\right\} \quad (7.10)$$

これから、式(6.1)で示される平均値 μ , 分散 σ^2 の正規分布の乱数は、式(7.11)を計算することによって求めることができる。

$$X_{mi} = \sigma Z_i + \mu \quad (7.11)$$

ここに、 X_{mi} は Z_i に対応する i 番目の正規乱数を表す。なお、平均値 μ と平均値の偏り α の関係および分散 σ^2 と変動係数 γ の関係は、式(6.2)および式(6.3)に示されている。

ここでは、図-7.1に示す繰り返し計算ごとに正規乱数 X_{mi} を上記の方法により発生させ、波浪変形計算を行って求めた換算沖波波高 H_0' にその乱数 X_{mi} を乗じて波浪変形計算の推定誤差を考慮した(正規分布のばらつきを考慮した)換算沖波波高 H_0' を算定する。

(2)越波流量の推定誤差を考慮した越波流量の算定方法

次に、越波流量の算定は、設定した潮位、換算沖波波高および護岸の天端高を基に、高山ら(1982)の近似計算プログラムを用いて算定する。この場合、算定した越波流量に応じて、図-6.10 および図-6.11(式(6.7))より平均値の偏り α と変動係数 γ を設定し、正規分布のばらつきを考慮する。すなわち、図-7.1に示す繰り返し計算ごとに正規乱数 X_{mi} を式(7.9)および式(7.11)により発生させ、高山らの近似計算プログラムによって算定した無次元越波流量 q^* に発生させた乱数 X_{mi} を乗じて、推定誤差を考慮した(正規分布のばらつきを考慮した)越波流量を算定する。

なお、図－6.9 に示した越波流量の推定誤差分布は、合田らの越波流量推定図と比較した結果であるため、本来ならそれによって越波流量を推定して、推定誤差を考慮すべきであるが、本計算は多数の繰り返し計算を必要とするため、合田らの越波流量算定図を利用しやすくした高山らの近似計算プログラムを用いるものとした。

7.2.3 浸水深および浸水被害額の算定方法

(1) 浸水深の算定方法

浸水深の算定は、式(7.12)により行うものとする。すなわち、前述した方法により算定した越波流量から護岸背後地の排水可能量を差し引いたものに、高波の継続時間を乗じて総浸水量を算定し、それを護岸背後地の土地面積で除することによって行う。

$$\Delta h = (q - q_{out})t / A \quad (7.12)$$

ここに、 Δh は浸水深、 q は平均越波流量、 q_{out} は護岸背後地の排水可能量、 t は継続時間、 A は護岸背後地の土地面積である。

本研究では、護岸背後の奥行きを仮定した断面 2 次元の条件で浸水深を算定するものとした。しかし、実際の検討においては、護岸背後の複雑な地形を考慮した 3 次元的な検討が、当然必要となってくることを付記しておく。

(2) 浸水被害額の算定方法

浸水被害額の算定は、河川氾濫の被害想定に用いられている手法(国土交通省河川局, 2002)と同様に、護岸背後地の資産額に浸水深に応じた被害率(資産の低減率)を乗じて算定するものとする。その場合の被害率は、式(7.13)により算定するものとする。

$$r = \begin{cases} 0 & ; 0 \leq \Delta h < 0.10 & \text{(被害なし)} \\ 0.031 & ; 0.10 \leq \Delta h < 0.45 & \text{(床下浸水)} \\ 0.354 \ln(\Delta h) + 0.367 & ; 0.45 \leq \Delta h & \text{(床上浸水)} \end{cases} \quad (7.13)$$

ここに、 r は被害率、 Δh は浸水深(m)である。

式(7.13)で示す被害率は、海水による影響(淡水に比べて海水のほうが被害率が大きくなること)を考慮するものとし、「海岸事業の費用対効果分析手法(平成9年度版)」(農林水産省構造改善局・農林水産省水産庁・運輸省港湾局・建設省河川局, 1998)で設定されている値(表－7.1 参照)を基に、モンテカルロ法による繰り返し計算に適用しやすくするために定式化したものである(図－7.4 参照)。なお、「海岸事業の費用対効果分析手法(平成9年度版)」に示されている被害率は、淡水による被害率(国土交通省河川局, 1996)に、イギリス

の海岸整備効果測定マニュアルで使用されている海水による被害係数(淡水の被害率に乘じる係数)を乗じて設定されたものである。

また,この被害額の算定は,1年に1回の割合で発生する高波について行い,耐用期間中(本研究では50年)の合計を総被害額とする。

表-7.1 浸水深別被害率

浸水深		被害率
床下浸水	45cm未満	0.031
床上浸水	45cm以上50cm未満	0.100
	50cm以上100cm未満	0.164
	100cm以上200cm未満	0.248
	200cm以上300cm未満	0.677
	300cm以上	0.753

「海岸事業の費用対効果分析手法」(平成9年度版)より

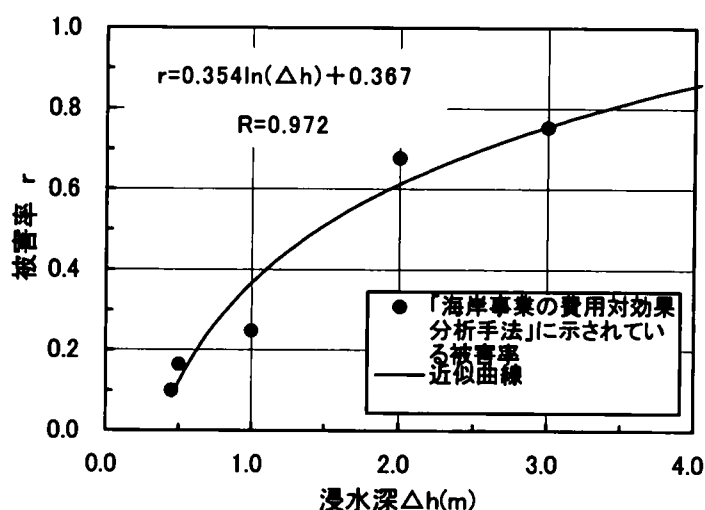


図-7.4 浸水深と被害率の関係(床上浸水)

7.2.4 期待被害額および期待総費用の算定方法

前述した耐用期間中の総被害額の計算は,波浪変形や越波流量等の推定誤差分布(ばらつき)を考慮するため,何回もの繰り返し計算を行う必要がある。そこで,ここまでの過程を1回の試行として,図-7.1に示すように,さらに乱数を変えて何回も試行を繰り返し,その総被害額の平均値を求め,これを期待被害額と定義する。また,これに護岸の初期建設費を加えたものを期待総費用と定義する。

7.3 期待被害額と期待総費用の計算および考察

7.3.1 計算条件

7.2 で示した手法を用いて、期待被害額および期待総費用の試算を以下の条件で行った。また、この結果から、期待総費用が最小となる護岸断面が背後地の資産額や沖波の出現分布特性によってどのように変化するかを検討するとともに、現行設計法との比較検討を行った。

(1) 検討に用いた護岸断面および排水可能量

検討に用いた護岸は、外洋に面した埋立地の防波護岸を想定し、図-7.5 に示すような直立式の防波護岸(設置水深-20.0m)を用いるものとする。検討に際しては、この護岸の天端高を変化させて期待被害額および期待総費用を算定するものとする。

また、ここでは、護岸の背後地の奥行きは 500m と仮定し、護岸背後地の越波水の排水可能量は $0.01\text{m}^3/\text{s}/\text{m}$ に設定する。なお、護岸背後地の排水可能量については、本来背後地の排水工の通水量、側溝の通水量およびポンプ等で排水する場合にその排水量等を算定し、それらを合計して背後地の排水可能量を計算する必要があるが、ここでは計算を簡単に行うために、排水可能量を $0.01\text{m}^3/\text{s}/\text{m}$ に設定した。これは、現行設計法では許容越波流量を $0.01\text{m}^3/\text{s}/\text{m}$ 程度の設定する場合が多く、この程度までの排水が可能で、背後地の浸水被害が発生しないものと考えて設定したものである。

現行設計法に基づく計画高潮位 H.H.W.L. は、H.W.L. で D.L. + 0.8m とし、それに高潮による計画潮位偏差 1.2m を加えて D.L. + 2.0m とする。

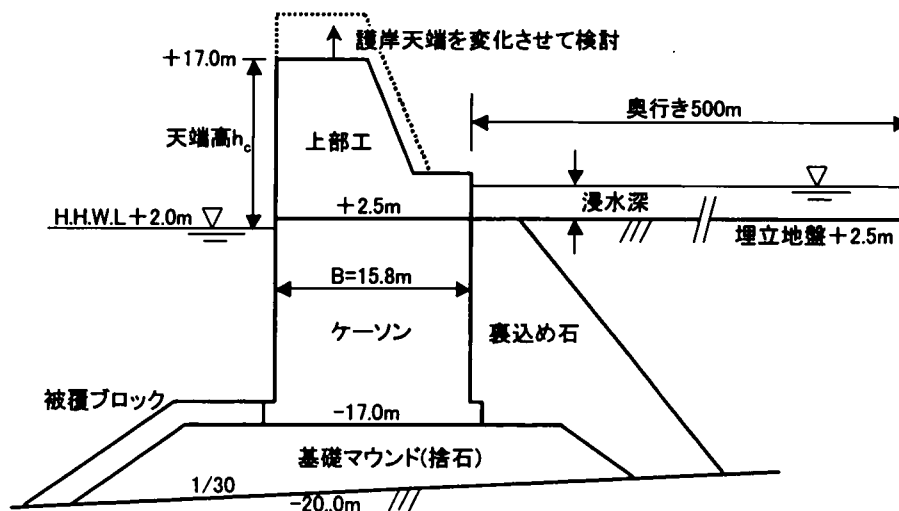


図-7.5 検討に用いた護岸断面

(2) 沖波の出現分布

沖波の出現分布は、太平洋側モデル(和歌山地点を想定)として形状母数 $k=2.0$, 係数 $A=4.15$, $B=1.00$ のワイブル分布(式(7.4)参照)を用いた場合と, 日本海側モデル(舞鶴地点を想定)として $A=0.59$, $B=5.82$ のグンベル分布(式(7.5)参照)を用いた場合の2ケースについて検討を行い, 沖波の出現分布特性による影響を比較検討するものとする。なお, 周期 $T_{1/3}$ は, 波形勾配 H_0/L_0 が 0.030 となるように, 発生させた沖波に応じて設定するものとする。

図-7.6 は, これらの沖波の出現分布を再現期間 R_p との関係で表したものであり, 現行設計法に基づく設計波浪を50年確率波とすると, 両モデルとも一致し $H_0=9.20\text{m}$ ($T_{1/3}=14.0\text{s}$)となる。

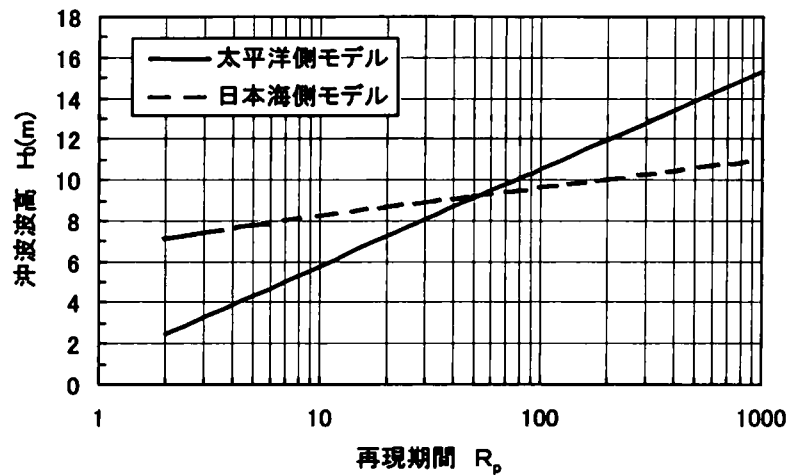


図-7.6 再現期間と沖波波高の関係

(3) 潮位条件

式(7.8)により天文潮を計算する場合の, 主要4分潮の平均半潮差 H_i および遅角 k_i は, 太平洋側モデルとして和歌山地点, 日本海側モデルとして舞鶴地点を対象とするものとし, 潮位表(気象庁, 1995)から表-7.2のように設定した。

また, 高潮による潮位偏差は, 前述したように, 50年確率波で対象地点の計画潮位偏差になるものとし, 発生させた沖波波高 H_0 に比例させて求める。本計算の条件では, 両地点とも50年確率波高 $H_0=9.4\text{m}$ に対して, 計画潮位偏差は 1.2m となる。

(4) 波浪変形計算および換算沖波波高

前述したように, 越波流量を算定するためには, 波浪変形計算により換算沖波波高 H_0' を算定する必要があるが, ここでは計算を簡単に行うため, 屈折

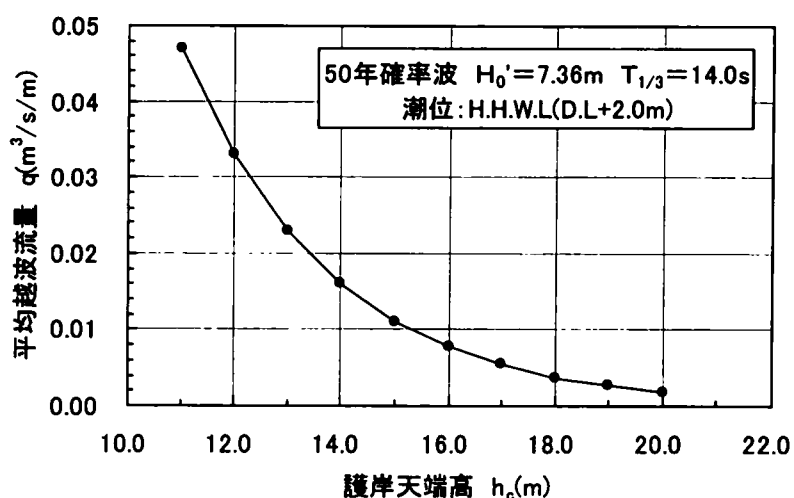
表－7.2 天文潮の計算に用いた平均半潮差および遅角

モデル	太平洋側モデル		日本海側モデル	
対象地点	和歌山地点		舞鶴地点	
分潮	平均半潮差 (cm)	遅角 (°)	平均半潮差 (cm)	遅角 (°)
M_2	42.60	123.47	6.50	64.40
S_2	20.20	156.42	2.40	96.20
O_1	23.97	156.85	5.30	316.60
K_1	30.17	173.47	5.00	344.44

係数 $K_r=0.80$ ，回折係数 $K_d=1.00$ として一律に与えるものとする。ただし，前述した方法により正規分布のばらつきを考慮するものとし，その平均値の偏り α および変動係数 γ は，6.2 の検討結果を基に $\alpha=0.00$ ， $\gamma=0.20$ に設定する。なお，波は護岸に対して直入射する（波向の影響は考えない）ものとし，高波の継続時間は1時間とする。

(5) 護岸の初期建設費

図－7.7 は，50 年確率波，H.H.W.L. (D.L.+2.0m) の条件で，護岸天端高 (H.H.W.L. 上の天端高) と越波流量の関係を高山らの近似計算プログラムで算定した結果である。現行設計法の許容越波流量を一般的に良く用いられている $0.01\text{m}^3/\text{s}/\text{m}$ とすると，このモデル護岸の天端高は $h_c \approx 15\text{m}$ となることがわかる。



図－7.7 護岸天端高と越波流量の関係

この護岸天端高について、現行基準に基づいて護岸の構造設計を行い、建設費を「港湾土木請負工事積算基準」((財)港湾空港建設サービスセンター, 2002)等を基に積算すると、単位幅当たり約 1,500 万円/m となる。期待被害額および期待総費用の検討は、この護岸の建設費を基準とし、護岸天端高が 1 m 高くなるにしたがって建設費が 100 万円/m 増加するものとした。

(6) 護岸の耐用年数

一般的に、耐用年数には、機能的なもの、経済的なもの、社会計画的なもの、物理的なものがあり、耐用年数の設定に当たっては、これらについて検討を加え、適切に決定することが望ましい。本来なら、これらの内容を検討して適切に耐用年数を設定する必要があるが、本研究では、現在の港湾構造物の耐用年数として良く用いられている 50 年として後の検討を行うものとする。

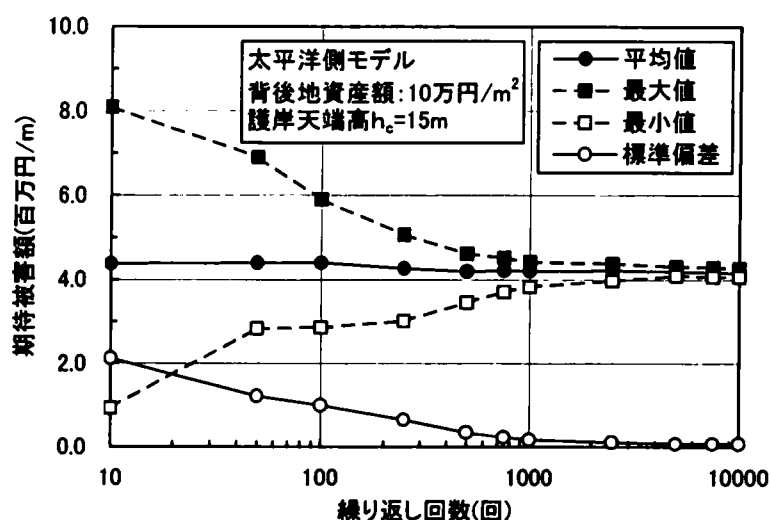
(7) 護岸背後地の資産額

検討に用いる護岸背後地の資産額は、「治水経済調査マニュアル(案)」(国土交通省河川局, 2002)等を参考に、20 万円/m²(非常に高度に土地が利用されている場合の資産額)、10 万円/m²(大都市臨海部の平均的な資産額)、5 万円/m²(地方都市臨海部の平均的な資産額)の 3 ケースに変化させた。

7.3.2 繰り返し回数の検討

計算に先立ち、モンテカルロ法による計算の繰り返し回数(図-7.1 参照)を、乱数の初期値の違いによる結果のばらつきが小さくなるように設定しておく必要がある。そこで、ここでは繰り返し回数を 10, 50, 100, 250, 500, 750, 1000, 2500, 5000, 7500 および 10000 回に変化させて、各繰り返し回数ごとに乱数の初期値を変えた 10 通りの期待被害額の計算を行い、その影響を調べることにした。

図-7.8 は、繰り返し回数と期待被害額の関係調べた一例である。乱数の初期値を 10 通りに変化させて計算した結果の平均値、最大値、最小値および標準偏差を示したものである。図から明らかなように、繰り返し回数が増えると初期値の違いによるばらつきは小さくなることわかる。本計算においては、この図から、計算結果が十分安定となるように繰り返し回数は 5,000 回と設定した。なお、これ以降の計算結果は、全て繰り返し回数を 5,000 回とした結果を示す。

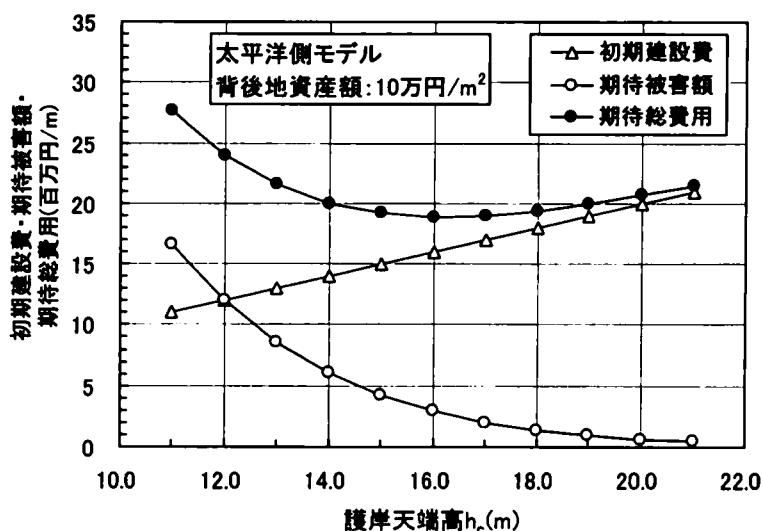


図－7.8 計算の繰り返し回数と期待被害額のばらつき

7.3.3 期待被害額および期待総費用の計算例

図－7.9 は、護岸天端高を変化させた場合に、初期建設費、期待被害額および期待総費用がどのように変化するかを調べた一例であり、太平洋側モデルで背後地の資産額を 10 万円/㎡とした場合の結果を示した。

この結果では、護岸天端高 h_c が 16m で期待総費用が最小となり、それより護岸天端高を低くすると、期待被害額が急激に増大する。逆に、それより護岸天端高を高くすると、期待被害額が小さくなり、期待総費用は護岸の初期建設費とほぼ同一となる。



図－7.9 期待被害額および期待総費用の計算例

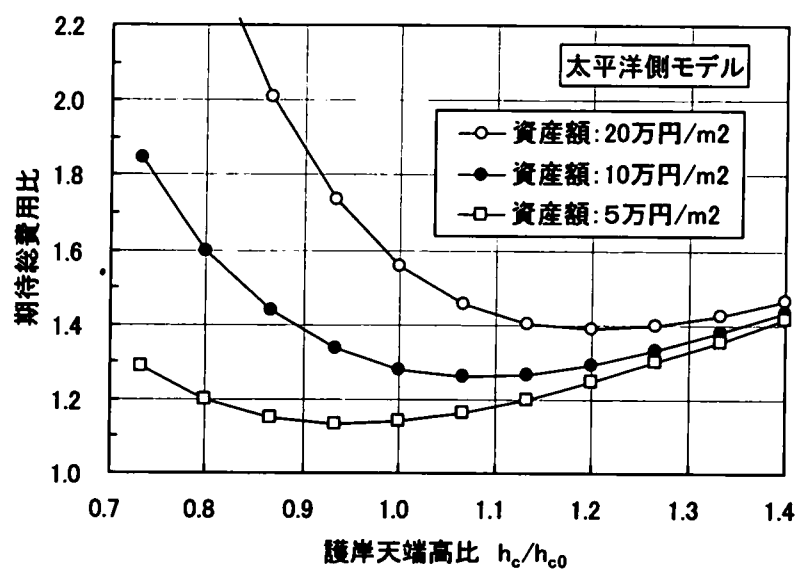
なお、このように護岸天端高を低くすると期待被害額が急激に増大し、逆に護岸天端高を高くすると期待被害額は小さくなり期待総費用が初期建設費とほぼ同一となる傾向は、沖波の出現分布特性や護岸背後地の資産額に関係なく、全てのケースにおいて現れる。これは、図－7.7 に示すように、護岸天端高を低くすると越波流量は急激に増大し、天端高を高くすると越波流量が減少するが、護岸天端高をある程度高くするとその影響があまり大きく表れてこないことが原因しているものと考えられる。

7.3.4 期待総費用に及ぼす護岸背後地の資産額の影響

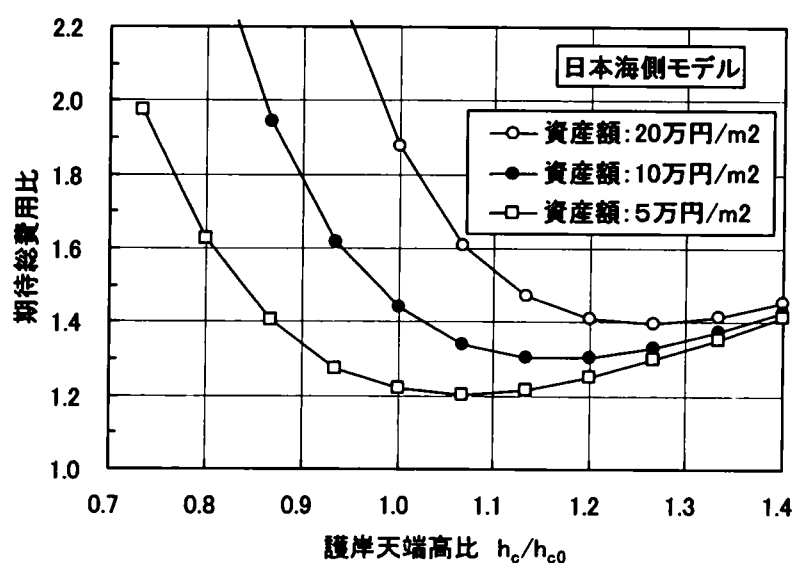
図－7.10 および図－7.11 は、期待総費用に与える背後地の資産額の影響を調べた結果であり、それぞれ太平洋側モデルおよび日本海側モデルの結果を示した。この図の横軸は、現行設計法（許容越波流量を $0.01 \text{ m}^3/\text{s}/\text{m}$ ）で設計した場合の護岸天端高 h_{c0} （ここでは 15m ）と各護岸天端高 h_c の比であり、縦軸はその護岸断面の初期建設費（ここでは $1,500 \text{ 万円}/\text{m}$ ）と各護岸天端高で算定した期待総費用との比である。

これらよると、両モデルとも、護岸天端高が低い場合には、期待総費用は背後地の資産額の影響が非常に顕著に表れ、護岸天端高が高くなるにしたがってその影響は小さくなることがわかる。また、図－7.10 に示す太平洋側モデルの場合、期待総費用が最小となる最適護岸天端高は、背後地の資産額を $10 \text{ 万円}/\text{m}^2$ とした場合に、現行設計法で設計した天端高とほぼ同一（ $h_c/h_{c0} \doteq 1.0$ で最小）となり、それより背後地の資産額が小さくなると、最適護岸天端は現行設計法で設計した護岸天端より低くなり、逆にそれより資産額が大きくなると現行設計法で設計した護岸天端より高くなる。一方、図－7.11 に示す日本海側モデルの場合には、期待総費用が最小となる最適護岸天端高は、背後地の資産額を $5 \text{ 万円}/\text{m}^2$ とした場合に、現行設計法で設計した天端高とほぼ同一（ $h_c/h_{c0} \doteq 1.0$ で最小）となり、それより資産額が大きくなると現行設計法で設計した護岸天端より高くなる。

許容越波流量を設定して護岸構造や護岸天端高を決定する現行設計法においても、許容越波流量は護岸背後の土地利用状況に応じて適切に設定することとなっている。しかしながら、実際の設計では、それを適切に設定する手法がないため、既往の検討例等を参考にして、経験的に許容越波流量（例えば $0.01 \text{ m}^3/\text{s}/\text{m}$ ）に設定する場合が多い。しかし、この計算法を用いると、背後地の資産額に応じて最適な護岸天端高を定量的に評価することが可能となる。



図－7.10 護岸背後地の資産額を変化させた場合の期待総費用
(太平洋側モデル)



図－7.11 護岸背後地の資産額を変化させた場合の期待総費用
(日本海側モデル)

7.3.5 期待総費用に及ぼす沖波の出現分布特性の影響

図－7.12 は、期待総費用に与える沖波の出現分布特性の影響を調べたものであり、背後地の資産額を 10 万円/m²の結果を示した。図の横軸および縦軸は、図－7.10 および図－7.11 と同様である。

これによると、護岸天端高が低い場合には、沖波の出現分布特性の影響が顕著に表れ、毎年設計波に近い波が来襲する日本海側モデルのほうが太平洋側モ

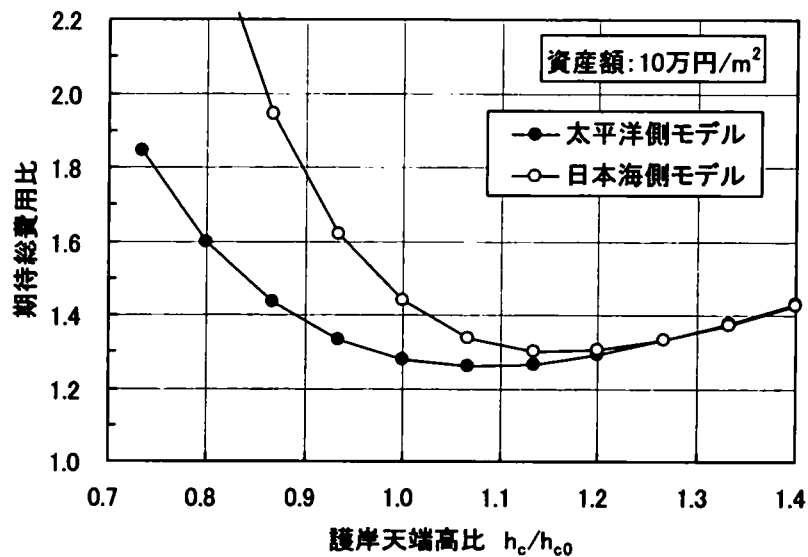


図-7.12 沖波の出現分布を変化させた場合の期待総費用

デルに比べ期待総費用はかなり高くなる。ただし、護岸天端高が高くなると両者の期待総費用に差がなくなる。また、期待総費用が最小となる護岸天端高は、日本海側モデルの $h_c/h_{c0}=1.13$ に対して、太平洋側モデルでは $h_c/h_{c0}=1.07$ であり、最適護岸天端高は日本海側モデルのほうが太平洋側モデルに比べて高くなることわかる。

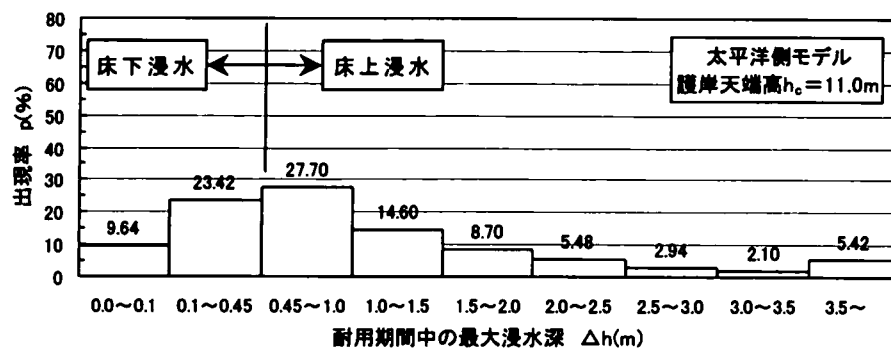
現行設計法では、設計沖波および計画高潮位などの確定された1つの設計条件に対して越波流量を算定し、それが許容越波流量以下になるように護岸の諸元を決定する手法が用いられている。この設計法では、基本的に設計沖波等の設計条件が同一であれば護岸天端高等の護岸の諸元は同一となり、来襲波浪の出現分布特性すなわち対象海域の特性等は考慮できない。しかし、この計算法を用いると、沖波の出現分特性によって最適な護岸天端高が異なり、対象地点の来襲波浪の特性を考慮した検討が可能になる。

また、近年では、実海域での波浪観測の技術が発達し、多くの実海域で波浪観測が実施され、比較的長期にわたる波浪観測結果が蓄積されている。その結果として、海域ごとの波浪の出現特性が把握されつつある(例えば、合田ら、1989)。しかしながら、これまでこのような波浪の出現特性を考慮した構造物の機能設計は、あまり実施されていないようである。これは、現行設計法では、それを考慮するような設計体系でなかったことが大きな原因と考えられる。したがって、ここで検討した手法は、波浪観測結果の有効利用という観点からも有用な手法であると考えられる。

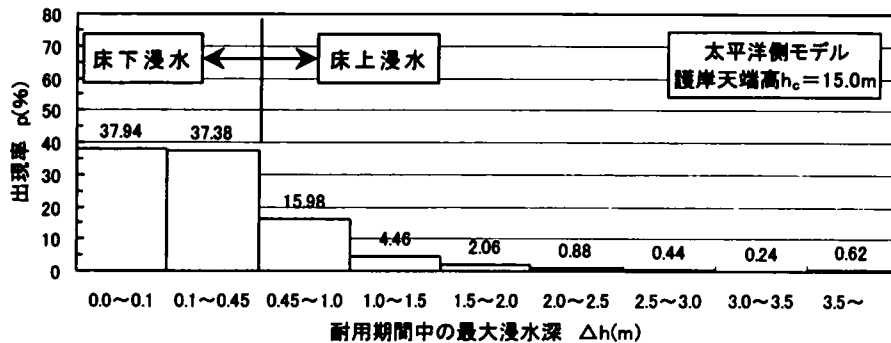
7.3.6 浸水深および被害額の出現分布

期待被害額および期待総費用の計算は、乱数を変化させた5,000回の繰り返した計算の平均値であるが、平均値だけでなく、この繰り返し計算の結果から浸水深や被害額の出現率の検討が可能になる。以下に、その検討例を示す。

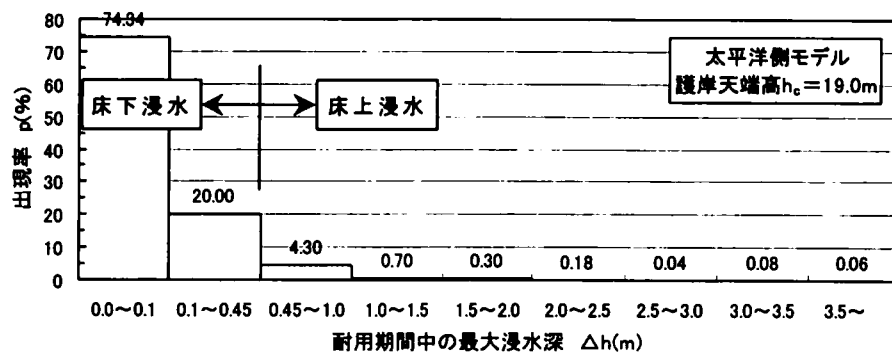
図-7.13 および図-7.14 は、それぞれ護岸天端高を変化させた場合の耐用期間中の最大浸水深と総被害額の出現分布を示したものである。ここに示したものは、太平洋側モデルで護岸天端高 h_c を 11m ($h_c/h_{c0}=0.73$)、15m ($h_c/h_{c0}=1.00$)、19m ($h_c/h_{c0}=1.27$) とした結果である。



(1)護岸天端高 $h_c=11\text{m}(h_c/h_{c0}=0.73)$

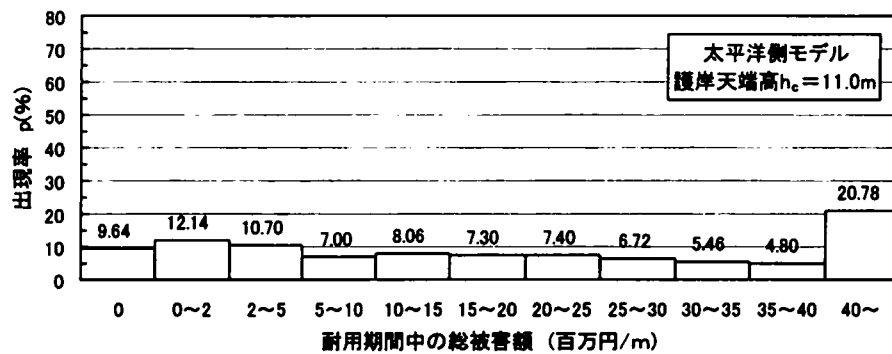


(2)護岸天端高 $h_c=15\text{m}(h_c/h_{c0}=1.00)$

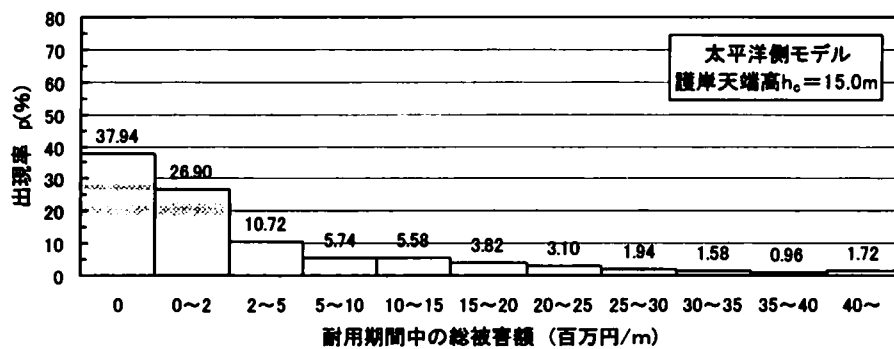


(3)護岸天端高 $h_c=19\text{m}(h_c/h_{c0}=1.27)$

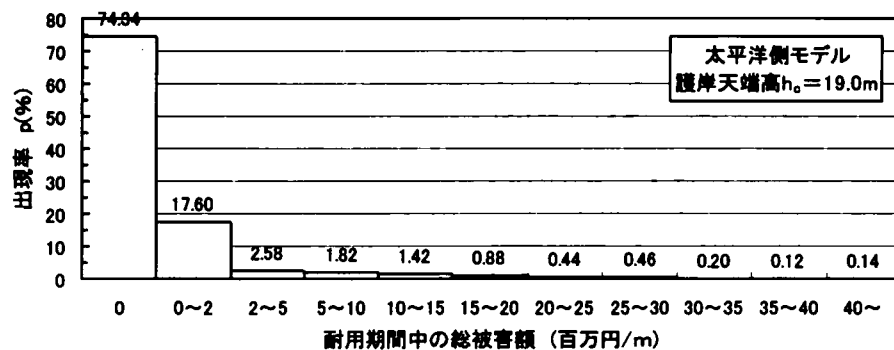
図-7.13 耐用期間中の最大浸水深の出現分布例



(1)護岸天端高 $h_c=11\text{m}(h_c/h_{c0}=0.73)$



(2)護岸天端高 $h_c=15\text{m}(h_c/h_{c0}=1.00)$



(3)護岸天端高 $h_c=19\text{m}(h_c/h_{c0}=1.27)$

図－7.14 耐用期間中の総被害額の出現分布例

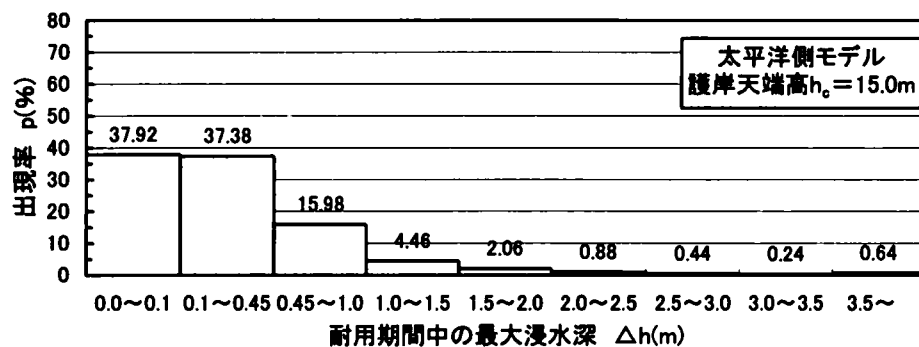
図－7.13 の耐用期間中の最大浸水深の出現分布を見ると、護岸天端高を高くすると浸水深が大きくなる確率は急激に減少することがわかる。例えば、耐用期間中の最大浸水深が床上浸水(0.45m 以上の浸水深)となる確率を見ると、 $h_c=11.0\text{m}$ で 66.94%， $h_c=15.0\text{m}$ で 24.68%， $h_c=19.0\text{m}$ で 5.66%であり、護岸天端高を高くすると急激にその確率が小さくなる。なお、許容越波流量を $0.01\text{ m}^3/\text{s}/\text{m}$ に設定した現行設計法の護岸天端高 h_c は約 15m であり、現行設計

法は、耐用期間中に約 25% の確率で床上浸水になる危険性を含んでいることになる。

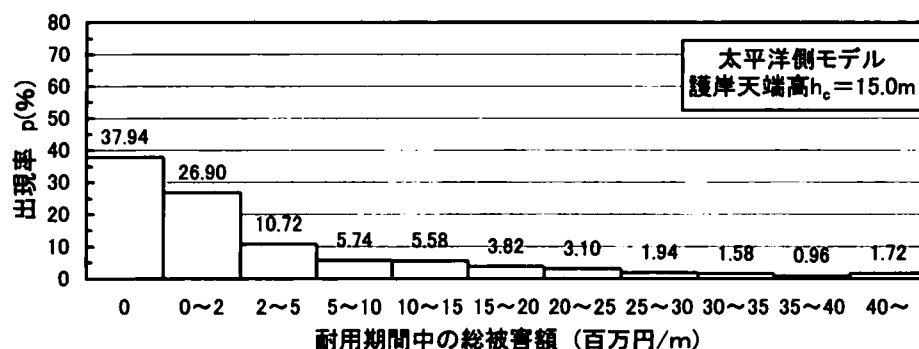
図-7.14 の耐用期間中の総被害額の出現分布を見ると、 $h_c=11\text{m}$ では、総被害額が 40 百万円以上の出現率が最も高く、それ以下の総被害額の出現率はほぼ一様に分布しているのに対し、護岸天端高を高くした $h_c=15\text{m}$ および $h_c=19\text{m}$ では、総被害額が小さい部分の出現率が増加してくることわかる。特に、 $h_c=19\text{m}$ とした場合には、被害額が 0 円(被害なし)が 74.34% となる。

図-7.15 および図-7.16 は、それぞれ護岸天端高を $h_c=15\text{m}$ とした場合の太平洋側モデルおよび日本海側モデルの耐用期間中の最大浸水深と総被害額の出現分布を示したものである。

これらによると、同じ護岸天端高でも太平洋側モデルと日本海側モデルで最大浸水深および総被害額の出現分布は大きく異なり、日本海側モデルのほうが太平洋側モデルより浸水深および総被害額の大きいものの出現率が高くなることわかる。

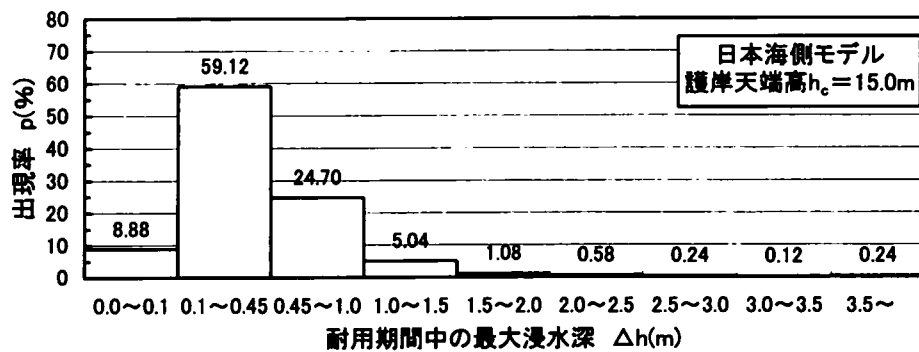


(1)耐用期間中の最大浸水深

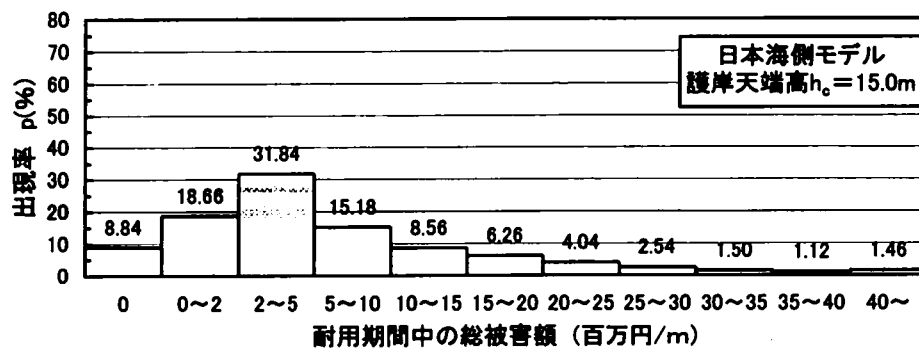


(2)耐用期間中の総被害額

図-7.15 太平洋側モデルの最大浸水深と総被害額の出現分布($h_c=15\text{m}$)



(1)耐用期間中の最大浸水深



(2)耐用期間中の総被害額

図－7.16 日本海側モデルの最大浸水深と総被害額の出現分布($h_c=15m$)

以上の検討結果のように、この計算法は期待被害額や期待総費用のような平均値だけを求めるではなく、耐用期間中の浸水深や被害額の出現率を評価する場合にも適した手法であると言える。また、評価の対象となる耐用期間中の最大浸水深や総被害額を設定しておいて、それを越える出現率をある値以下になるように護岸構造の諸元を決定するような設計も可能になる。

さらに、最近の建設分野においても、潜在するリスクを把握・分析し、そのリスクに対し効果的な対処法を検討するリスクマネジメントの考え方が導入されつつある(例えば、大津ら、2000)。この考え方を導入していくためには、ハザード(危険性、ここでは浸水被害)の確率的評価が必要不可欠であり、ここで示した手法を用いることによって、ハザードの確率評価が非常に容易となり、直接リスクマネジメントに用いることが可能となる。

7.4 結語

本章では、越波流量の推定誤差を考慮した合理的な海岸・港湾護岸の機能設計法の確立を図る（信頼性設計手法の導入を図る）ことを目的として、モンテカルロ法によって耐用期間中の期待被害額およびそれに初期建設費を加えた期待総費用を算定する手法を検討し、この期待総費用が最小とする新しい機能設計法を考案した。また、この手法を用いて、モデル護岸に対して試計算を行った。その結果を要約すると以下のようである。

(1) 期待総費用に及ぼす護岸背後地の資産額の影響を検討した結果、期待総費用が最小となる最適護岸天端高は、背後地の資産額によって変化し、この手法を用いることによって最適な護岸構造を定量的に評価することが可能となることがわかった。

(2) 期待総費用に及ぼす沖波の出現分布特性の影響を検討した結果、毎年設計波に近い波が来襲する日本海側モデルのほうが太平洋側モデルに比べ期待総費用は高くなる。また、現行設計法では、確定された設計沖波など1つの設計条件によって護岸天端高を決定していたが、このこの手法を用いることによって対象地点の来襲波浪の出現特性を考慮した設計が可能となる。

(3) この手法は、単に期待被害額や期待総費用等の平均値だけを求めるのではなく、耐用期間中の背後地の浸水深や被害額の出現率も算定することが可能であり、リスクマネジメント等の危険度評価にも活用できる。

(4) 以上のことから、この手法を用いることによって、背後地の資産額や対象海域の沖波の出現特性に応じて、海岸・港湾護岸の機能設計を合理的に行うことが可能であることがわかった。

しかしながら、今後この手法を用いて護岸の機能設計を精度良く行っていくためには、高波と高潮の相関関係および結合出現確率、高波の継続時間の取り扱い方、波向の影響、高波による構造物の破壊確率と破壊した場合の越波流量の増加の影響、護岸の背後地の平面的な地形と資産分布を考慮した期待被害額の算定法、などを検討して行く必要があると考えられる。

なお、ここで示した手法では、人的被害については考慮されていない。したがって、護岸の直背後まで土地が利用され人家などが存在する場合には、単に期待総費用が最小となる最適断面の検討だけでなく、別途人命の確保という観点からの検討が重要になってくることを付記しておく。

参考文献

- 大津宏康・大西有三・水谷 守(2000):高速道路に近接する斜面を対象とした自然災害に対するリスクマネジメント手法に関する提案,土木学会論文集, No. 658, VI-48, pp. 245-254.
- 海上保安庁(1992):日本沿岸潮汐調和定数表
- 気象庁(1995):平成8年潮位表
- 合田良実(1988):極値統計におけるプロットイング公式ならびに推定値の信頼区間に関する数値的検討,港湾技術研究所報告,第27巻,第1号, pp. 31-92.
- 合田良実・小舟浩治(1989):波浪の統計解析における分布関数のあてはめ基準,海岸工学論文集,第36巻, pp. 134-138.
- 合田良実・高木泰志(1999):信頼性設計法におけるケーソン防波堤設計波高の再現期間に関する研究,海岸工学論文集,第46巻, pp. 921-925.
- (財)港湾空港建設技術サービスセンター(2002):港湾土木請負工事積算基準,平成14年度改訂版
- 国土交通省河川局(2002):治水経済調査マニュアル(案)
- 下迫健一郎・高橋重雄(1998):期待滑動量を用いた混成堤防波堤直立部の信頼性設計法,港湾技術研究所報告,第37巻,第3号, pp. 3-30.
- 杉山高一・牛沢賢二(1984):パソコンによる統計解析,朝倉書店, pp. 23-24.
- 高橋重雄・富田孝史・河合弘泰(2002):沿岸防災施設の性能設計の基本的な考え方,海岸工学論文集,第49巻, pp. 931-935.
- 高山知司・永井紀彦・西田一彦(1982):各種消波工による越波流量の減少効果,港湾技術研究所報告,第21巻,第2号, pp. 151-205.
- (社)日本港湾協会(1999):港湾の施設の技術の技術上の基準・同解説, p. 600-602.
- 花山格章・関本恒浩・鶴飼亮行・高木泰士・畑田佳男・山口正隆(2002):確率台風モデルを用いた信頼性設計法,海岸工学論文集,第49巻, pp. 926-930.
- 農林水産省構造改善局・農林水産省水産庁・運輸省港湾局・建設省河川局(1999):海岸事業の費用対効果分析手法(平成9年度版), pp. 19-21.
- 宮竹 修・中山 隆(1960):モンテカルロ法,日刊工業新聞社, 237p.
- Gringorten, I. I. (1963): A plotting rule for extreme probability paper, J. Geophys. Res., Vol. 68, No. 3, pp. 813-814.
- Gumbel, E. J. (1958): Static of Extremes, Columbia Univ. Press.
- Petruaskas, C. and Aagaard, P. M. (1970): Extrapolation of historical storm data for estimating design wave heights, Prepr. 2nd Ann. Offshore Tech. Conf.
- Weibull, W. (1939): A statistical theory of strength of materials, Ing. Vet. Ak. Handl., 151p.

第8章 結論

本研究は、著者が実務を通して疑問に感じていたもの、すなわち現行の海岸・港湾護岸の機能設計において実務的に問題となっていたものを課題として実施したものであり、その目的は大きく分けて、

- (1)高波浪が直接来襲する外洋に面した大水深域の護岸越波の対策工として用いる越波排水路の排水能力の評価法を確立すること
- (2)越波流量の推定誤差を考慮した海岸・港湾護岸の機能設計法を確立すること(信頼性設計手法を用いた港湾・海岸護岸の機能設計法を確立すること)

の2つであり、これらの目的に対して工学的アプローチを試みた。以下に、各章で得られた主要な結果を要約して結論とする。

第2章では、現行の海岸・港湾護岸の機能設計の現状をレビューし、その問題点を短時間越波量、大水深・高波浪下の越波排水対策、波の方向分散性の影響、越波流量の推定誤差という観点から整理し、本研究の位置づけを行った。

第3章～第5章は、前述した目的の(1)の内容について述べたものであり、「越波排水路の排水能力の評価法に関する研究」と位置づけることができる。

第3章では、規則波と不規則波を用いた水理模型実験によって、実際に越波が越波排水路内に流入した場合の水位変動等を計測してその挙動を把握するとともに、その結果を1次元不定流計算で計算した結果と比較した。その結果、1次元不定流計算では、越波水が越波排水路内に落下する際の水面振動等は再現できないが、全体的な水位変化の状況、特にある一定時間内の最高水位は、不規則波を対象としても概ね再現することが可能であることがわかった。これらの結果から、越波排水路の機能設計においては、この1次元不定流計算を用いて越波排水路内の最高水位を把握し、それが排水路の天端以下になるように水路幅等を決定することが実用的であることを示唆した。

第4章では、第3章で検討した越波排水路の排水能力の評価法を適用して、実際の越波排水路の設計例を示すとともに、越波排水路の排水能力を評価するための越波流量の変化モデルとして、最大越波流量を発生させる波の繰り返しの連の平均連長から算定する手法を提案した。その結果、越波流量変化モデルを用いて計算した最高水位は、平均越波流量を用いて計算した最高水位の約2.5倍になり、このような越波排水路の排水能力の評価においては、平均越波流量のみを用いて検討することは非常に危険であり、短時間の越波現象を十分考慮する必要があることを示した。

また、本章では、外洋に面した大水深域に建設される護岸の種々の課題や要求に対応するために考案した上部スリット式護岸の越波低減特性について実験的検討を行い、そのスリットを二重に配置し、その開口率を50%程度にす

ることにより、通常の消波ブロック被覆堤と同程度の越波低減効果が期待できることを明らかにした。

第5章では、より合理的な越波排水路の設計法の確立に向けて、実際の海の波である多方向不規則波の影響、すなわち波の方向分散性が越波排水路内の水位に及ぼす影響について検討した。その結果、波の方向分散性が越波排水路内の水位に及ぼす影響は大きく、最も差が現れる単一方向不規則波と方向集中度パラメータ $S_{\text{dir}}=10$ の多方向不規則波を比較すると、 $S_{\text{dir}}=10$ の最高水位は単一方向不規則波の約50%となる。さらに、 S_{dir} の違いによる必要水路幅の検討を行った結果、 $S_{\text{dir}}=75$ の場合、単一方向不規則波に比べて約75%に水路幅を縮小させることができ、 $S_{\text{dir}}=25$ あるいは $S_{\text{dir}}=10$ では、60%程度まで水路幅を縮小させることができることがわかった。これらの結果から、越波排水路を設計する場合、来襲波浪の方向分散性の特性が十分把握できていれば、その影響を考慮することによって、経済的な設計が可能となることを示唆した。

第6章～第7章は、前述した目的の(2)の内容について述べたものであり、「越波流量の推定誤差を考慮した海岸・港湾護岸の機能設計法に関する研究」と位置づけることができる。

第6章では、信頼性設計を導入するために重要となる波浪変形計算と越波流量の推定誤差分布について検討を行った。波浪変形計算の推定誤差分布の検討については、現地波浪観測結果を用いて行い、その推定誤差分布は正規分布で表すことが可能であること示した。また、その特性を表す変動係数については、地点による差はほとんどなく約0.2であることを示すとともに、この結果は、実験結果を基にして検討された従来の結果に比べてかなり大きくなることを明らかにした。

次に、越波流量の推定誤差分布の検討は、既往の実験結果に、新たに水理模型実験を実施した結果を加えたものと、現行の設計に良く用いられている越波流量推定図を比較することにより行った。その結果、越波流量の推定誤差分布も、正規分布で表すことが可能であることがわかった。また、その特性を表す変動係数と無次元越波流量の関係について検討し、変動係数を用いて無次元越波流量別の推定誤差分布を定量的に評価することが可能であることを明らかにした。さらに、この変動係数は、波浪変形計算や波力の推定誤差分布の変動係数に比べて非常に大きくなることを示唆した。

第7章では、第6章で検討した波浪変形計算や越波流量の推定誤差分布を用いて、モンテカルロ法によって耐用期間中の期待被害額を算定し、それに初期建設費を加えた期待総費用が最小となるように設計する手法を考案した。また、この手法を用いて、モデル護岸に対して試算を行い、背後地の資産額や沖波の出現特性によって、最適な護岸断面がどのように変化するのか検討した。その

結果、期待総費用が最小となる最適護岸天端高は、背後地の資産額によって変化し、この手法を用いることによって背後地の重要度に応じて最適な護岸構造を定量的に評価することが可能となることを示した。また、現行設計法では、確定された設計沖波など1つの設計条件によって護岸天端高を決定していたが、このこの手法を用いることによって対象地点の来襲波浪の出現特性等を考慮した設計が可能となることを明らかにした。さらに、この手法を用いることにより、耐用期間中の背後地の浸水深や被害額の出現率も算定することが可能であり、リスクマネジメント等の危険度評価にも活用できることを示唆した。

本研究では、現行の海岸・港湾護岸の機能設計において、実務的に問題となっている課題に対して、新しい知見を得ることができたと考えている。その反面、新たな問題点や残された課題もいくつかある。以下には、それらをまとめて今後の課題としたい。

越波排水路の排水能力の評価法については、実用的には1次元不定流計算を用いても問題がないことを示したが、越波排水路内への越波水の落下の取り扱い等には問題があり、水理学的にみれば十分な再現性が得られていない部分もある。この問題を解消して行くためには、VOF法や粒子法あるいは気液二層流モデルを適用していく必要があるものと考えられる。また、来襲波浪の波群特性や長周期波を考慮し、越波排水路の設計に用いる統一的な越波の出現モデルの構築も今後必要になってくるものと考えられる。

越波流量の推定誤差を考慮した護岸の機能設計法については、その手法を考案し、簡素化した条件およびモデル護岸において、この手法の有用性を明らかにした。しかしながら、この手法を用いて実際の護岸の機能設計を精度良く行っていくためには、高波と高潮の相関関係および結合出現確率、高波の継続時間の取り扱い方、波向の影響、高波による構造物の破壊確率と破壊した場合の越波流量の増加の影響、護岸の背後地の平面的な地形と資産分布を考慮した期待被害額の算定法、などを検討して行く必要があると考えられる。

最後に、本研究の成果が、今後の海岸・港湾護岸の計画・設計の一助となれば幸いである。

謝 辞

本研究を遂行するにあたり、終始あたたかい御指導を賜りました京都大学防災研究所教授 高山知司先生に深甚なる謝意を表します。

京都大学工学研究科教授 酒井哲郎先生、京都大学防災研究所教授 中川一先生には、本論文の査読を通じて、貴重な御助言、御教授を賜りました。謹んで感謝の意を表します。

関西大学工学部教授 井上雅夫先生、同専任講師 島田広昭先生には、ふだんから折りにふれ様々な御助言を頂くとともに、あたたかい御支援を頂きました。謹んで感謝の意を表します。また、関西大学工学部海岸工学研究室の大学院生および学部生には、実験計測等の協力を得ました。ここに記して、感謝の意を表します。

株式会社ニュージェックの社内においては、浅学非才な著者に本研究の機会を与えて下さった代表取締役 後藤浩一社長、西日本事業本部長 國井仁彦常務取締役、西日本事業本部長代理 岡本政明取締役に謹んで感謝の意を表します。また、西日本事業本部 陳 活雄顧問、河川海岸部海岸室 三島豊秋次長はじめ、河川海岸部および港湾空港部の関係各位殿には、度々の暖かい励ましや御高配、御支援を賜りました。ここに感謝の意を表します。

関西電力株式会社電力技術研究所 長谷川靖明主幹、目見田 哲シニアリサーチャーをはじめ、関西電力株式会社の関係各位殿には、御高配、御支援を賜りました。謹んで感謝の意を表します。

最後に、家計を圧迫しながら社会人博士後期課程に進んだ著者を最後まで辛抱強く支えてくれた妻まゆみと娘結萌に深く感謝します。